

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ  
ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ**

---

**СВОД ПРАВИЛ  
РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**ҚР ЕЖ EN  
1998-1:2004/2012**  
2009 ж. шілде  
түзетулерді қоса

**СП РК EN  
1998-1:2004/2012**  
Включая исправления на  
июль 2009 г.

**СЕЙСМИКАҒА ТӨЗІМДІ  
КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ  
1-бөлім. Жалпы ережелер, ғимараттарға арналған  
сейсмикалық ықпалдар мен ережелер**

---

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ  
КОНСТРУКЦИЙ**

**Часть 1. Общие правила, сейсмические  
воздействия и правила для зданий**

Ресми басылым  
Издание официальное

Осы ережелер жинағы EN 1990:2002+A1:2005  
сәйкес келеді және CEN рұқсатымен қолданылады,  
мекен-жайы: В-1000 Брюссель, Маркинс данғылы, 17

---

Настоящий свод правил идентичен EN 1990:2002  
+A1:2005 и применяется с разрешения CEN  
по адресу: Брюссель, проспект Маркинс, 17

Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің  
Құрылыс 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:** «ҚазҚСҒЗИ» АҚ
- 2 ҰСЫНҒАН:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігі Құрылыс және тұрғын үй- коммуналдық шаруашылық істері комитетінің Техникалық реттеу және нормалау басқармасы
- 3 ҚАБЫЛДАНҒАН ЖӘНЕ ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛГЕН МЕРЗІМІ:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігі Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы №156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап
- 4 ОРНЫНА:** Алғашқы рет іске қосылған

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасы сәулет, қала құрылысы және құрылыс 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 1998-1 Eurocode 8 «Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings», разработанного техническим комитетом CEN/TC 250 «Строительные Еврокоды», секретариат которого находится при BSI.

Настоящий государственный нормативный документ является редакцией на русском языке официальной версии EN 1998-1 (включающей все поправки на июль 2009 года).

В системе Сводов Правил Республики Казахстан, настоящий государственный нормативный документ является неотъемлемой частью комплекта нормативных документов СП РК EN, в состав которого входят:

- СП РК EN 1990 Основы проектирования несущих конструкций;
- СП РК EN 1991 Воздействия на несущие конструкции;
- СП РК EN 1992 Проектирование железобетонных конструкций;
- СП РК EN 1993 Проектирование стальных конструкций;
- СП РК EN 1994 Проектирование сталежелезобетонных конструкций;
- СП РК EN 1995 Проектирование деревянных конструкций;
- СП РК EN 1996 Проектирование каменных конструкций;
- СП РК EN 1997 Геотехническое проектирование;
- СП РК EN 1998 Проектирование сейсмостойких конструкций;
- СП РК EN 1999 Проектирование алюминиевых конструкций.

Официальные версии Европейских стандартов, на основе которых подготовлен настоящий документ и, стандартов, на которые даны ссылки, хранятся в уполномоченном органе по делам архитектуры, градостроительства и строительства Республики Казахстан.

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

Национальное Приложение содержит информацию о тех параметрах, которые в EN 1998-1:2004 оставлены открытыми для национального выбора. Ссылки на параметры, оставленные открытыми для национального выбора, даны в тексте EN 1998-1:2004.

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.

Версия на русском языке

**Еврокод 8: Проектирование сейсмостойких конструкций –  
Часть 1: Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий**

**Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance –  
Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings**

Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux  
séismes - Partie 1: Règles générales, actions sismiques et  
règles pour les bâtiments

Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben -  
Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für  
Hochbauten

Этот Европейский стандарт утвержден Европейским комитетом по стандартизации (CEN) 23 апреля 2004 года.

Члены CEN объединены, чтобы придерживаться правил CEN/CENELEC Международного Регулирования, которые определяют условия для предоставления этому Европейскому стандарту статуса национального стандарта без каких-либо изменений. Ссылки на обновленный перечень и библиография относительно таких национальных стандартов могут быть получены при обращении в Центральный Секретариат или у любого члена CEN.

Этот Европейский стандарт существует в трех официальных версиях (английская, французская, немецкая). Версия на любом другом языке, сделанная путем перевода под ответственность члена CEN на его язык и зарегистрированная в Центральном Секретариате, имеет такой же статус, что и официальная версия.

Членами CEN являются национальные органы регулирования Австрии, Бельгии, Кипра, Чешской Республики, Дании, Эстонии, Финляндии, Франции, Германии, Греции, Венгрии, Исландии, Ирландии, Италии, Латвии, Люксембурга, Мальты, Нидерландов, Норвегии, Польши, Португалии, Словакии, Словении, Испании, Швеции, Швейцарии и Великобритании.



EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION  
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION  
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG

Management Centre: rue de Stassart, 36

B-1050 Brussels

## СОДЕРЖАНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ .....	XIII
1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ .....	1
1.1 Область применения .....	1
1.1.1 Область применения EN 1998 .....	1
1.1.2 Область применения EN 1998-1 .....	1
1.1.3 Другие Части EN 1998 .....	2
1.2 Нормативные ссылки .....	3
1.2.1 Ссылки на общие стандарты .....	3
1.2.2 Ссылки на Кодексы и Стандарты .....	3
1.3 Предпосылки .....	4
1.4 Различия между принципами и правилами применения .....	4
1.5 Термины и определения .....	4
1.5.1 Термины, общие для всех Еврокодов .....	4
1.5.2 Дополнительные термины, применяемые в EN 1998-1 .....	4
1.6 Символы .....	5
1.6.1 Общие сведения .....	5
1.6.2 Дополнительные символы, используемые в Разделах 2 и 3 EN 1998-1 .....	5
1.6.3 Дополнительные символы, используемые в Разделе 4 EN 1998-1 .....	6
1.6.4 Дополнительные символы, используемые в Разделе 5 EN 1998-1 .....	7
1.6.5 Дополнительные символы, используемые в Разделе 6 EN 1998-1 .....	10
1.6.6 Дополнительные символы, используемые в Разделе 7 EN 1998-1 .....	12
1.6.7 Дополнительные символы, используемые в Разделе 8 EN 1998-1 .....	13
1.6.8 Дополнительные символы, используемые в Разделе 9 EN 1998-1 .....	13
1.6.9 Дополнительные символы, используемые в Разделе 10 EN 1998-1 .....	14
1.7 Международная система единиц (СИ) .....	14
2 ТРЕБОВАНИЯ К ХАРАКТЕРИСТИКАМ И КРИТЕРИИ СООТВЕТСТВИЯ .....	16
2.1 Основные требования .....	16
2.2 Критерии соответствия .....	17
2.2.1 Общие сведения .....	17
2.2.2 Критическое предельное состояние .....	18
2.2.3 Предельное состояние по ограничению ущерба .....	19
2.2.4 Специальные мероприятия .....	19
2.2.4.1 Проектирование .....	19
2.2.4.2 Фундаменты .....	20
2.2.4.3 Система обеспечения качества .....	20
3 ГРУНТОВЫЕ УСЛОВИЯ И СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ .....	21
3.1 Грунтовые условия .....	21
3.1.1 Общие сведения .....	21
3.1.2 Типы грунтовых условий .....	21
3.2 Сейсмическое воздействие .....	23
3.2.1 Сейсмические зоны .....	23
3.2.2 Базовое представление сейсмического воздействия .....	24
3.2.2.1 Общие сведения .....	24
3.2.2.2 Спектр упругих реакций для горизонтальных компонент сейсмического воздействия .....	25

3.2.2.3 Спектр упругих реакций для вертикальной компоненты сейсмического воздействия .....	28
3.2.2.4 Расчетное перемещение грунта .....	29
3.2.2.5 Расчетный спектр для упругого анализа .....	29
3.2.3 Альтернативные представления сейсмического воздействия .....	30
3.2.3.1 Представление воздействия в виде записей движений грунта во времени...	31
3.2.3.2 Пространственная модель сейсмического воздействия .....	32
3.2.4 Комбинации сейсмических воздействий с другими воздействиями .....	32
4 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ .....	33
4.1 Общие сведения .....	33
4.1.1 Область применения .....	33
4.2 Характерные особенности сейсмостойких зданий .....	33
4.2.1 Основные принципы концептуального проектирования .....	33
4.2.1.1 Простота конструктивной системы .....	33
4.2.1.2 Однородность, симметричность и избыточность .....	33
4.2.1.3 Сопrotивляемость и жесткость в двух направлениях .....	34
4.2.1.4 Сопrotивляемость и жесткость на кручение .....	34
4.2.1.5 Диафрагмальное поведение междуэтажных перекрытий .....	34
4.2.1.6 Фундамент, соответствующий параметрам сооружения .....	35
4.2.2 Первичные и вторичные элементы сооружения .....	35
4.2.3 Критерии регулярности сооружения .....	36
4.2.3.1 Общие сведения .....	36
4.2.3.2 Критерии регулярности в плане .....	37
4.2.3.3 Критерии регулярности по высоте .....	39
4.2.4 Коэффициенты комбинаций для переменных воздействий .....	39
4.2.5 Классы ответственности и коэффициенты ответственности .....	40
4.3 Расчет сооружений .....	41
4.3.1 Моделирование .....	41
4.3.2 Эффекты случайного кручения .....	42
4.3.3 Методы расчета .....	43
4.3.3.1 Общие сведения .....	43
4.3.3.2 Анализ методом поперечной силы .....	44
4.3.3.3 Модальный анализ спектра реакций .....	47
4.3.3.4 Нелинейные методы .....	49
4.3.3.5 Комбинации эффектов от разных компонент сейсмического воздействия ..	53
4.3.4 Определение перемещений .....	55
4.3.5 Неконструктивные элементы .....	55
4.3.5.1 Общие сведения .....	55
4.3.5.2 Проверки .....	56
4.3.5.3 Коэффициенты ответственности .....	56
4.3.5.4 Коэффициенты поведения .....	57
4.3.6 Дополнительные мероприятия для рам с каменным заполнением .....	57
4.3.6.1 Общие сведения .....	57
4.3.6.2 Требования и критерии .....	58
4.3.6.3 Нерегулярности, обусловленные заполнением из каменной кладки .....	58
4.3.6.4 Ограничение повреждений заполнения .....	59
4.4 Проверки безопасности .....	60
4.4.1 Общие сведения .....	60
4.4.2 Критическое предельное состояние .....	60

4.4.2.1 Общие сведения.....	60
4.4.2.2 Условие сопротивляемости.....	61
4.4.2.3 Условия общей и локальной пластичности.....	62
4.4.2.4 Условие равновесия.....	63
4.4.2.5 Сопротивляемость горизонтальных диафрагм.....	63
4.4.2.6 Сопротивляемость фундаментов.....	64
4.4.2.7 Требование к антисейсмическим швам.....	65
4.4.3 Ограничение ущерба.....	65
4.4.3.1 Общие сведения.....	65
4.4.3.2 Ограничение межэтажного перекося.....	65
5 СПЕЦИАЛЬНЫЕ ПРАВИЛА ДЛЯ БЕТОННЫХ ЗДАНИЙ.....	67
5.1 Общие сведения.....	67
5.1.1 Область применения.....	67
5.1.2 Термины и определения.....	67
5.2 Концепции проектирования.....	69
5.2.1 Способность к диссипации энергии и классы пластичности.....	69
5.2.2 Типы конструктивных систем и коэффициенты поведения.....	70
5.2.2.1 Типы конструктивных систем.....	70
5.2.2.2 Коэффициенты поведения при горизонтальных сейсмических воздействиях.....	71
5.2.3 Критерии проектирования.....	73
5.2.3.1 Общие сведения.....	73
5.2.3.2 Условие локального сопротивления.....	73
5.2.3.3 Правила проектирования по предельной несущей способности.....	73
5.2.3.4 Условие локальной пластичности.....	74
5.2.3.5 Статическая неопределимость конструктивной системы.....	75
5.2.3.6 Вторичные элементы и сопротивления.....	75
5.2.3.7 Специальные дополнительные мероприятия.....	76
5.2.4 Проверки безопасности.....	77
5.3 Проектирование согласно EN 1992-1-1.....	77
5.3.1 Общие сведения.....	77
5.3.2 Материалы.....	77
5.3.3 Коэффициенты поведения.....	78
5.4 Проектирование для DCM.....	78
5.4.1 Геометрические ограничения и материалы.....	78
5.4.1.1 Требования к материалам.....	78
5.4.1.2 Геометрические ограничения.....	78
5.4.2 Эффекты расчетных воздействий.....	79
5.4.2.1 Общие сведения.....	79
5.4.2.2 Балки.....	79
5.4.2.3 Колонны.....	81
5.4.2.4 Специальные положения для пластичных стен.....	82
5.4.2.5 Специальные требования для больших слабоармированных стен.....	84
5.4.3 ULS проверки и конструирование.....	84
5.4.3.1 Балки.....	84
5.4.3.2 Колонны.....	87
5.4.3.3 Соединения балка-колонна.....	90
5.4.3.4 Пластичные стены.....	90
5.4.3.5 Большие слабоармированные стены.....	94

5.5 Проектирование для DCH .....	97
5.5.1 Геометрические ограничения и материалы .....	97
5.5.1.1 Требования к материалам .....	97
5.5.1.2 Геометрические ограничения .....	97
5.5.2 Эффекты расчетных воздействий .....	98
5.5.2.1 Балки .....	98
5.5.2.2 Колонны .....	98
5.5.2.3 Соединения балка-колонна .....	98
5.5.2.4 Пластичные стены .....	99
5.5.3 ULS проверки и конструирование .....	100
5.5.3.1 Балки .....	100
5.5.3.2 Колонны .....	101
5.5.3.3 Соединения балка-колонна .....	103
5.5.3.4 Пластичные стены .....	105
5.5.3.5 Связующие элементы для связанных стен .....	109
5.6 Положения для анкеров и стыков .....	110
5.6.1 Общие сведения .....	110
5.6.2 Анкеровка арматуры .....	110
5.6.2.1 Колонны .....	110
5.6.2.2 Балки .....	111
5.6.3 Соединения стержней арматуры .....	112
5.7 Расчет и конструирование вторичных элементов .....	113
5.8 Элементы бетонного фундамента .....	113
5.8.1 Область применения .....	114
5.8.2 Связевые балки и фундаментные балки .....	115
5.8.3 Соединение вертикальных элементов с фундаментными балками или стенами .....	115
5.8.4 Монолитные бетонные сваи и свайные ростверки .....	116
5.9 Локальные эффекты, обусловленные каменной кладкой или бетонными заполнениями .....	116
5.10 Положения для бетонных диафрагм .....	117
5.11 Сборные бетонные конструкции .....	118
5.11.1 Общие сведения .....	118
5.11.1.1 Область применения и типы конструкций .....	118
5.11.1.2 Оценка сборных конструкций .....	119
5.11.1.3 Критерии проектирования .....	120
5.11.1.4 Коэффициенты поведения .....	121
5.11.1.5 Расчет для переходной ситуации .....	121
5.11.2 Соединения сборных элементов .....	122
5.11.2.1 Общие требования .....	122
5.11.2.2 Оценка сопротивления соединений .....	123
5.11.3 Элементы .....	123
5.11.3.1 Балки .....	123
5.11.3.2 Колонны .....	124
5.11.3.3 Соединения балка-колонна .....	124
5.11.3.4 Сборные крупнопанельные стены .....	124
5.11.3.5 Диафрагмы .....	126
6 СПЕЦИАЛЬНЫЕ ПРАВИЛА ДЛЯ СТАЛЬНЫХ ЗДАНИЙ .....	128
6.1 Общие сведения .....	128



6.1.1 Область применения .....	128
6.1.2 Концепции проектирования .....	128
6.1.3 Проверки безопасности .....	129
6.2 Материалы .....	129
6.3 Конструктивные типы и коэффициенты поведения .....	131
6.3.1 Конструктивные типы .....	131
6.3.2 Коэффициенты поведения .....	134
6.4 Расчет конструкций .....	135
6.5 Критерии проектирования и правила конструирования для диссипативного конструктивного поведения, общие для всех типов конструкций .....	136
6.5.1 Общие сведения .....	136
6.5.2 Критерии проектирования для диссипативных сооружений .....	136
6.5.3 Правила проектирования для диссипативных элементов, работающих на сжатие или изгиб .....	136
6.5.4 Правила проектирования для частей или элементов, работающих на растяжение .....	137
6.5.5 Правила проектирования для соединений в диссипативных зонах .....	137
6.6 Проектирование и правила конструирования для моментных рамных каркасов .....	138
6.6.1 Критерии проектирования .....	138
6.6.2 Балки .....	138
6.6.3 Колонны .....	139
6.6.4 Соединения балок с колоннами .....	141
6.7 Проектирование и правила конструирования для каркасов с концентрическими связями .....	142
6.7.1 Критерии проектирования .....	142
6.7.2 Расчет .....	143
6.7.3 Диагональные элементы связей .....	143
6.7.4 Балки и колонны .....	144
6.8 Проектирование и правила конструирования для каркасов с эксцентрическими связями .....	145
6.8.1 Критерии проектирования .....	145
6.8.2 Антисейсмические звенья .....	146
6.8.3 Элементы, не содержащие антисейсмических звеньев .....	149
6.8.4 Соединения антисейсмических звеньев .....	149
6.9 Правила проектирования сооружений типа перевернутого маятника .....	150
6.10 Правила проектирования стальных сооружений с бетонными ядрами или бетонными стенами, а также моментных рамных каркасов, комбинируемых с концентрическими связями или с заполнениями .....	150
6.10.1 Сооружения с бетонными ядрами или бетонными стенами .....	150
6.10.2 Моментные рамные каркасы, комбинируемые с концентрическими связями .....	151
6.10.3 Моментные рамные каркасы, комбинируемые с заполнениями .....	151
6.11 Контроль проектирования и строительства .....	151
7 СПЕЦИАЛЬНЫЕ ПРАВИЛА ДЛЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЗДАНИЙ .....	153
7.1 Общие сведения .....	153
7.1.1 Область применения .....	153
7.1.2 Концепции проектирования .....	153
7.1.3 Проверки безопасности .....	155
7.2 Материалы .....	155

7.2.1 Бетон.....	155
7.2.2 Арматурная сталь.....	155
7.2.3 Конструкционная сталь .....	155
7.3 Конструктивные типы и коэффициенты поведения.....	155
7.3.1 Конструктивные типы .....	155
7.3.2 Коэффициенты поведения.....	156
7.4 Расчёт конструкций .....	158
7.4.1 Область применения .....	158
7.4.2 Жесткости поперечных сечений.....	158
7.5 Критерии проектирования и правила конструирования диссипативных конструкций, общие для всех конструктивных типов .....	159
7.5.1 Общие сведения .....	159
7.5.2 Критерии проектирования для диссипативных конструкций .....	159
7.5.3 Пластическое сопротивление диссипативных зон .....	159
7.5.4 Правила конструирования для сталежелезобетонных соединений в диссипативных зонах.....	160
7.6 Правила для элементов.....	162
7.6.1 Общие сведения .....	162
7.6.2 Стальные балки, комбинируемые с плитой перекрытия .....	164
7.6.3 Эффективная ширина плиты.....	166
7.6.4 Сталежелезобетонные колонны полностью обетонированные.....	169
7.6.5 Частично обетонированные элементы.....	170
7.6.6 Замоноличенные сталежелезобетонные колонны .....	171
7.7 Проектирование и правила конструирования для моментных рам .....	172
7.7.1 Специальные критерии.....	172
7.7.2 Расчёт .....	172
7.7.3 Правила для балок и колон .....	173
7.7.4 Соединения балок с колоннами.....	173
7.7.5 Условие для игнорирования комбинированных особенностей для балок с плитами .....	173
7.8 Проектирование и правила конструирования для сталежелезобетонных каркасов с концентрическими связями.....	174
7.8.1 Специальные критерии.....	174
7.8.2 Расчет .....	174
7.8.3 Диагональные элементы.....	174
7.8.4 Балки и колоны.....	174
7.9 Проектирование и правила конструирования для сталежелезобетонных каркасов с эксцентрическими связями .....	174
7.9.1 Специальные критерии.....	174
7.9.2 Расчет .....	174
7.9.3 Антисейсмические звенья .....	175
7.9.4 Элементы, не содержащие антисейсмических звеньев.....	175
7.10 Проектирование и правила конструирования для конструктивных систем, состоящих из армированных бетонных стен-диафрагм, комбинируемых с конструкционными стальными элементами .....	176
7.10.1 Специальные критерии.....	176
7.10.2 Расчет .....	176
7.10.3 Правила конструирования для сталежелезобетонных стен класса пластичности DCM .....	178

7.10.4 Правила конструирования для связующих балок класса пластичности DCM .....	178
7.10.5 Дополнительные правила конструирования для класса пластичности DCH .....	179
7.11 Проектирование и правила конструирования для стен-диафрагм, комбинируемых с листовой сталью .....	179
7.11.1 Специальные критерии .....	179
7.11.2 Расчет .....	179
7.11.3 Правила конструирования .....	179
7.12 Контроль проектирования и строительства .....	180
<b>8 СПЕЦИАЛЬНЫЕ ПРАВИЛА ДЛЯ ДЕРЕВЯННЫХ ЗДАНИЙ .....</b>	<b>181</b>
8.1 Общие сведения .....	181
8.1.1 Область применения .....	181
8.1.2 Определения .....	181
8.1.3 Концепции проектирования .....	181
8.2 Материалы и свойства диссипативных зон .....	182
8.3 Классы пластичности и коэффициенты поведения .....	183
8.4 Расчет конструкций .....	184
8.5 Правила конструирования .....	184
8.5.1 Общие сведения .....	184
8.5.2 Правила конструирования для соединений .....	185
8.5.3 Правила конструирования для горизонтальных диафрагм .....	185
8.6 Проверка безопасности .....	186
8.7 Контроль проектирования и строительства .....	186
<b>9 СПЕЦИАЛЬНЫЕ ПРАВИЛА ДЛЯ КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ .....</b>	<b>188</b>
9.1 Область применения .....	188
9.2 Материалы и схемы перевязки .....	188
9.2.1 Типы элементов каменной кладки .....	188
9.2.2 Минимальная прочность элементов каменной кладки .....	188
9.2.3 Строительный раствор .....	188
9.2.4 Перевязка каменной кладки .....	188
9.3 Типы строений и коэффициенты поведения .....	189
9.4 Расчет конструкций .....	190
9.5 Критерии проектирования и правила строительства .....	191
9.5.1 Общие сведения .....	191
9.5.2 Дополнительные требования для неармированной каменной кладки, удовлетворяющей EN 1998-1 .....	192
9.5.3 Дополнительные требования для ограничиваемой каменной кладки .....	192
9.5.4 Дополнительные требования для армированной каменной кладки .....	193
9.6 Проверка безопасности .....	194
9.7 Правила для «простых каменных зданий» .....	194
9.7.1 Общие сведения .....	194
9.7.2 Правила .....	194
<b>10 СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИЕ ФУНДАМЕНТЫ .....</b>	<b>197</b>
10.1 Область применения .....	197
10.2 Определения .....	197
10.3 Основные требования .....	199
10.4 Критерии соответствия .....	199

10.5 Основные проектные положения .....	200
10.5.1 Основные положения для сейсмоизолирующих устройств.....	200
10.5.2 Контроль нежелательных перемещений.....	200
10.5.3 Контроль неравномерных сейсмических движений грунта .....	200
10.5.4 Контроль перемещений, относящихся к окружающему грунту и конструкциям .....	201
10.5.5 Концептуальное проектирование зданий с сейсмоизолирующими фундаментами .....	201
10.6 Сейсмическое воздействие.....	201
10.7 Коэффициент поведения .....	202
10.8 Свойства системы сейсмоизоляции .....	202
10.9 Расчет конструкций .....	202
10.9.1 Общие сведения .....	202
10.9.2 Эквивалентный линейный расчет .....	202
10.9.3 Упрощенный линейный расчет .....	203
10.9.4 Модальный упрощенный линейный расчет .....	206
10.9.5 Расчет во временной области.....	206
10.9.6 Неконструктивные элементы.....	206
10.10 Проверки безопасности в критическом предельном состоянии (ULS) .....	206
Приложение А Спектр упругих реакций в перемещениях .....	208
Приложение В Определение целевого перемещения для простого (Pushover) нелинейного статического расчета (выполняемого с учетом последовательности разрушения элементов сооружения) .....	210
Приложение С Проектирование плиты со сталежелезобетонными балками в соединениях балка-колонна в моментных рамных каркасах .....	214

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящий Европейский Стандарт (EN 1998-1, Еврокод 8: «Проектирование сейсмостойких конструкций: Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий») разработан Техническим комитетом CEN/TC 250 «Строительные Еврокоды», Европейского комитета по стандартизации (CEN). Секретариат Технического комитета 250 работает под управлением Британского института стандартов (BSI). Сферой ответственности Технического комитета CEN/TC 250 являются все Строительные Еврокоды.

Настоящий Европейский Стандарт должен получить статус Национального Стандарта путем публикации идентичного текста или путем утверждения настоящего текста не позднее июня 2005 г. Национальные стандарты, противоречащие настоящему Стандарту, должны быть отменены не позднее марта 2010 г.

С принятием настоящего Еврокода утрачивают силу стандарты ENV 1998-1-1:1994, ENV 1998-1-2:1994, ENV 1998-1-3:1995.

В соответствии с регламентом Европейского комитета по стандартизации и Европейского комитета по стандартизации в области электротехники и электроники (CEN/CENELEC), настоящий Европейский Стандарт является обязательным для соблюдения национальными организациями по стандартизации следующих стран: Австрия, Бельгия, Кипр, Чешская Республика, Дания, Эстония, Финляндия, Франция, Германия, Греция, Венгрия, Исландия, Ирландия, Италия, Латвия, Литва, Люксембург, Мальта, Нидерланды, Норвегия, Польша, Португалия, Словакия, Словения, Испания, Швеция, Швейцария, Великобритания.

### Предпосылки к созданию программы Еврокодов

В 1975 году Комиссия Европейского сообщества приняла решение о введении в действие программы в области строительства, основанной на статье 95 Договора. Целью этой программы было устранение технических барьеров в торговле и гармонизация технических требований.

В рамках данной программы, Комиссия выдвинула инициативу по созданию системы гармонизированных технических правил проектирования строительных конструкций, которые на первом этапе, будут служить альтернативой национальным правилам, действующим в государствах-членах и, в конечном итоге, заменят их.

В течение пятнадцати лет Комиссия при помощи Управляющего комитета из представителей стран-членов, руководила разработкой программы Еврокодов, что привело к первому созданию первых Еврокодов в 1980 году.

В 1989 году Комиссией и государствами-членами EU и EFTA, на основе соглашения<sup>1)</sup> между Комиссией и CEN и посредством ряда мандатов, было принято решение о передаче в CEN подготовку и опубликование Еврокодов с целью

---

<sup>1)</sup> Соглашение между Комиссией Европейских сообществ и Европейского комитета по стандартизации (CEN), касающиеся разработки Еврокодов для проектирования зданий и сооружений (BC/CEN/03/89).

предоставления им в будущем статуса Европейского стандарта (EN). Это фактически связывает Еврокоды с положениями всех Директив Совета и/или Решениями Комиссии, посвященными Европейским стандартам (то есть, с Директивой Совета 89/106/ЕЕС о строительных изделиях – CPD, с Директивами Совета 93/37/ЕЕС, 92/50/ЕЕС и 89/440/ЕЕС по общественным работам и услугам и с аналогичными Директивами ЕФТА, положившими начало установлению регулирования на внутреннем рынке).

Программа Строительных Еврокодов включает в себя следующие стандарты, как правило, состоящие из нескольких частей:

В 1975 г. Комиссия Европейского сообщества избрала программу действий в отрасли строительства, базируясь на статье 95 Конвенции. Цель программы заключалась в устранении технических преград для торговли и гармонизации технических спецификаций.

Программа строительных Еврокодов содержит следующие стандарты, которые состоят из ряда частей:

- EN 1990 Еврокод Основы проектирования несущих конструкций;
- EN 1991 Еврокод 1 Воздействия на несущие конструкции;
- EN 1992 Еврокод 2 Проектирование бетонных 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.

Стандарты Еврокода признают ответственность регулирующих органов каждой из стран-членов и гарантируют их право определять значения, связанные с вопросами регулирования безопасности на национальном уровне, в тех случаях, когда они могут варьироваться для разных стран.

### **Статус и область применения Еврокодов**

Государства-члены EU и ЕФТА признают, что Еврокоды служат в качестве ссылочных документов в следующих целях:

- как средство для достижения соответствия конструкций зданий и инженерных сооружений основным требованиям Директивы Совета 89/106/ЕЕС, в частности, Обязательному требованию №1 – Механическая прочность и устойчивость, и Обязательное требование №2 – Безопасность при пожаре;
- как основа для составления контрактов на строительные работы и связанные с ними инженерные услуги;
- как база для разработки гармонизированных технических условий на строительные изделия (EN и ЕТА).

Еврокоды, поскольку они касаются строительных конструкций, имеют прямое отношение к Интерпретирующим Документам<sup>2)</sup>, указанным в статье 12 CPD, хотя и отличаются от гармонизированных стандартов<sup>3)</sup> на изделия. Таким образом, соответствующим Техническим комитетам CEN и/или рабочим группам EOTA, разрабатывающим стандарты на изделия и ETAG, необходимо рассмотреть технические аспекты действия Еврокодов с целью достижения полной совместимости этих технических условий с Еврокодами.

Стандарты Еврокода предусматривают общие правила строительного проектирования для обычного применения и предназначены для проектирования самих сооружений и их отдельных элементов, как традиционного, так и инновационного характера. В тех случаях, когда необычные формы строений или условия проектирования специально не оговорены в Еврокодах, проектировщиком должно быть проведено дополнительное экспертное рассмотрение.

### **Национальные стандарты, обеспечивающие выполнение Еврокодов**

Национальные стандарты, обеспечивающие выполнение Еврокодов, будут содержать полный текст Еврокода (включая все приложения), опубликованный CEN, которому могут предшествовать Национальный титульный лист и Национальное предисловие, и за которым может следовать Национальное Приложение.

Национальное Приложение может содержать информацию только о тех параметрах, которые оставлены в Еврокоде открытыми для национального выбора, именуемые как национально определяемые параметры, предназначенные для применения при проектировании зданий и гражданских инженерных сооружений в данной стране, то есть:

- значения и/или классы, принятые в Еврокоде альтернативными;
- значения, которые следует использовать в тех случаях, когда в Еврокоде приведены только символы;
- конкретные данные о стране (географические, климатические и т.д.), например, карту снеговых районов,
- процедуры, которые могут использоваться в тех случаях, когда в Еврокоде предусмотрена возможность применения альтернативных процедур.

Оно может также содержать:

- решения по применению информационных приложений,
- ссылки на не противоречащую дополнительную информацию, помогающую пользователю применять Еврокод.

---

<sup>2)</sup> В соответствии со статьей 3.3 CPD, интерпретирующие документы, для обеспечения необходимых связей между основными требованиями и мандатами по гармонизации EN и ETAG/ETA, должны конкретизировать основные требования (ER).

<sup>3)</sup> В соответствии со статьей 12 CPD, интерпретирующие документы должны:

- a) конкретизировать основные требования путем гармонизации терминологии и технических основ и, при необходимости, указания классов или уровней для каждого требования;
- b) указывать способы соотнесения этих классов или уровней с требованиями технических условий, то есть, методы расчета и проверки, технические правила для проектирования, и т.д.;
- c) являться основой при разработке гармонизированных стандартов и руководящих принципов для Европейского технического согласования.

Еврокоды, фактически, выполняют подобную роль в области ER 1 и части ER 2.

**Связи между Еврокодами и гармонизированными техническими условиями (EN и ETA) на изделия**

Между гармонизированными техническими условиями на строительную продукцию и техническими правилами для строительных конструкций<sup>4)</sup> должна быть обеспечена согласованность. Более того, вся информация, сопровождающая маркировку CE строительных изделий, которые относятся к ведению Еврокодов, должна четко указать на то, какие именно Национально определяемые параметры (NDP) были приняты во внимание.

**Дополнительная информация, специфическая для EN 1998-1**

Область применения EN 1998 определена в 1.1.1, а область применения этой Части EN 1998 определена в 1.1.2. Дополнительные Части EN 1998 перечислены в 1.1.3.

Стандарт EN 1998-1 был разработан на базе объединения ENV 1998-1-1:1994; ENV 1998-1-2:1994 и ENV 1998-1-3:1995. Как указано в 1.1.1, следует учитывать, что при проектировании сооружений в сейсмических регионах требования EN 1998 применяются в дополнение к требованиям EN 1990 – EN 1997 и EN 1999.

Одна из фундаментальных проблем в EN 1998-1 – это определение сейсмического воздействия. Учитывая значительные различия уровней сейсмической опасности и сейсмогенных источников в разных Государствах-Членах, сейсмическое воздействие описано в EN 1998-1 в общем виде. Это описание позволяет применять разные Национально определяемые параметры (NDP), которые должны быть подтверждены или изменены в Национальных Приложениях.

В то же время предполагается, что использование в EN 1998-1 общей базовой модели сейсмического воздействия является важным условием гармонизации нормативных документов.

В Разделе EN 1998-1, относящемся к каменным зданиям, приведены специальные положения, упрощающие проектирование «простых каменных зданий».

**Национальное Приложение к EN 1998-1**

В настоящем стандарте содержатся альтернативные процедуры, величины и рекомендации, а также примечания, указывающие, в каких случаях выбор может быть сделан на национальном уровне. Поэтому, Национальный Стандарт, соответствующий EN 1998-1, должен иметь Национальное Приложение, содержащее все Национально Определенные Параметры, которые следует использовать при проектировании зданий и гражданских инженерных сооружений в соответствующей стране.

---

<sup>4)</sup> См. ст. 3.3 и ст. 12 из CPD, а также 4.2, 4.3.1, 4.3.2 и 5.2 в ID 1.



Выбор на национальном уровне в EN 1998-1:2004 допускается в следующих пунктах:

Ссылка	Содержание пункта
1.1.2(7)	Информационные Приложения А и В.
2.1(1)P	Референтный период повторяемости $T_{NCR}$ сейсмического воздействия при условии отсутствия коллапса (или, эквивалентно, референтная вероятность превышения за 50 лет, $P_{NCR}$ ).
2.1(1)P	Референтный период повторяемости $T_{DLR}$ сейсмического воздействия при условии ограничения повреждения (или, эквивалентно, референтная вероятность превышения за 10 лет, $P_{DLR}$ ).
3.1.1(4)	Условия, при которых исследования грунта, дополнительные к необходимым для проектирования при несейсмических воздействиях, могут быть опущены и классификация грунта может быть принята без дополнительных исследований.
3.1.2(1)	Схема классификации грунта в соответствии с глубинной геологией, а также значения параметров $S$ , $T_B$ , $T_C$ и $T_D$ , определяющие форму спектров упругих реакций горизонтальных и вертикальных воздействий в соответствии с 3.2.2.2 и 3.2.2.3.
3.2.1(1),(2), (3)	Карты сейсмических зон и референтные ускорения грунта, приведенные на этих картах.
3.2.1(4)	Основной параметр (идентификация и значение) для порога низкой сейсмичности.
3.2.1(5)P	Основной параметр (идентификация и значение) для порога очень низкой сейсмичности.
3.2.2.1(4), 3.2.2.2(2)P	Параметры $S$ , $T_B$ , $T_C$ и $T_D$ , определяющие форму спектра упругих реакций горизонтального воздействия.
3.2.2.3(1)P	Параметры $a_{vg}$ , $T_B$ , $T_C$ и $T_D$ , определяющие форму спектра упругих реакций вертикального воздействия.
3.2.2.5(4)P	Нижняя граница коэффициента $\beta$ на расчетном спектре реакций.
4.2.3.2(8)	Ссылка на методики определения центра жесткости и радиуса кручения в многоэтажных зданиях, удовлетворяющих или не удовлетворяющих условиям (a) и (b) 4.2.3.2(8).
4.2.4(2)P	Значения $\varphi$ для зданий.
4.2.5(5)P	Коэффициент ответственности $\gamma_I$ для зданий.
4.3.3.1(4)	Решение относительно того, могут ли быть применены нелинейные методы анализа для проектирования зданий без сейсмоизолирующих фундаментов. Ссылки, на информацию о деформационных способностях элементов и связанных с ними частных коэффициентах, применяемых при расчете или определении критического предельного состояния на основе нелинейных методов анализа.
4.3.3.1(8)	Пороговые значения коэффициента ответственности $\gamma_I$ , относящиеся к разрешению использования в расчетах двух плоских моделей.

Ссылка	Содержание пункта
4.4.2.5(2)	Коэффициент резерва прочности $\gamma_d$ для диафрагм.
4.4.3.2(2)	Понижающий коэффициент $\nu$ для перемещений, применяемый при проверке предельных состояний по ограничению повреждений.
5.2.1(5)P	Географические ограничения на использование классов пластичности для бетонных зданий.
5.2.2.2(10)	Значение $q_0$ для бетонных зданий, подвергнутых контролю по специальной программе обеспечения качества.
5.2.4(3)	Частные коэффициенты для материала бетонных зданий в сейсмической расчетной ситуации.
5.4.3.5.2(1)	Минимальное поперечное армирование в больших слабоармированных бетонных стенах.
5.8.2(3)	Минимальные размеры поперечного сечения бетонных фундаментных балок.
5.8.2(4)	Минимальная толщина и коэффициент армирования бетонных фундаментных плит.
5.8.2(5)	Минимальный коэффициент армирования бетонных фундаментных балок.
5.11.1.3.2(3)	Класс пластичности сборных стеновых панельных систем.
5.11.1.4	Понижающий коэффициент $k_p$ к коэффициенту поведения для сборных систем.
5.11.1.5(2)	Сейсмическое воздействие во время возведения сборных сооружений.
5.11.3.4(7)e	Минимальное продольное стальное армирование в замоноличенных соединениях крупнопанельных стен.
6.1.2(1)P	Верхний предел $q$ для концепции низкодиссипативного конструктивного поведения; ограничения на концепции конструктивного поведения; географические ограничения на использование классов пластичности для стальных зданий.
6.1.3(1)	Частные коэффициенты для материала стальных зданий в сейсмической расчетной ситуации.
6.2(3)	Коэффициент резерва прочности при расчете по предельной несущей способности (энергоемкости) стальных зданий.
6.2(7)	Информация относительно возможности использования EN 1993-1-10:2005 в сейсмической расчетной ситуации.
6.5.5(7)	Ссылки на дополнительные правила о приемлемом проектировании соединений.
6.7.4(2)	Остаточное сопротивление после потери устойчивости сжатых диагоналей в стальных каркасах с V-образными связями.
7.1.2(1)P	Верхний предел $q$ для концепции низкодиссипативного конструктивного поведения; ограничения на концепции конструктивного поведения; географические ограничения на использование классов пластичности для сталежелезобетонных зданий.

Ссылка	Содержание пункта
7.1.3(1), (3)	Частные коэффициенты для материала сталежелезобетонных зданий в сейсмической расчетной ситуации.
7.1.3(4)	Коэффициент резерва прочности при расчете по предельной несущей способности сталежелезобетонных зданий.
7.7.2(4)	Коэффициент снижения жесткости для бетонной части поперечного сечения сталежелезобетонной колонны.
8.3(1)P	Класс пластичности для деревянных зданий.
9.2.1(1)	Типы элементов каменной кладки с достаточной устойчивостью к воздействиям.
9.2.2(1)	Минимальная прочность элементов каменной кладки.
9.2.3(1)	Минимальная прочность раствора в каменной кладке зданий.
9.2.4(1)	Альтернативные классы для перевязочных швов каменной кладки.
9.3(2)	Условия для использования неармированной каменной кладки, удовлетворяющей только положениям EN 1996.
9.3(2)	Минимальная эффективная толщина неармированных каменных стен, удовлетворяющих только положениям EN 1996.
9.3(3)	Максимальное значение ускорения грунта, при котором возможно применение неармированной каменной кладки, удовлетворяющей положениям EN 1998-1.
9.3(4), Таблица 9.1	Значения коэффициента $q$ для каменных зданий.
9.3(4), Таблица 9.1	Коэффициенты $q$ для зданий с системами каменной кладки, которые обеспечивают повышенную пластичность.
9.5.1(5)	Геометрические требования для каменной кладки стен-диафрагм ( <i>shear wall</i> ).
9.6(3)	Частные коэффициенты для материала каменных зданий в сейсмической расчетной ситуации.
9.7.2(1)	Максимальное количество этажей и минимальная площадь стен-диафрагм в «простых каменных зданиях».
9.7.2(2)b	Минимальное соотношение геометрических размеров в плане для «простых каменных зданий».
9.7.2(2)c	Максимальная площадь углублений (западений) в плане перекрытия для «простых каменных зданий».
9.7.2(5)	Максимальная разница в массе и площади стен между смежными этажами в «простых каменных зданиях».
10.3(2)P	Повышающий коэффициент к сейсмическим перемещениям для сейсмоизолирующих устройств.



СВОД ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ КОНСТРУКЦИЙ**

**Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий**

**DESIGN OF STRUCTURES FOR EARTHQUAKE RESISTANCE**

**Part 1. General rules, seismic actions and rules for buildings**

Дата введения 2015-07-01

**1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ**

**1.1 Область применения**

**1.1.1 Область применения EN 1998**

(1)Р EN 1998 применяется при проектировании и строительстве зданий и гражданских инженерных сооружений в сейсмических зонах. Цель этого документа – обеспечить, чтобы в случае землетрясений:

- жизни людей были защищены;
- ущерб ограничен;
- сооружения, важные для гражданской защиты, сохранили свои эксплуатационные качества.

ПРИМЕЧАНИЕ Случайный характер сейсмических событий и ограниченные возможности противостояния их последствиям делают достижение вышеуказанной цели осуществимым лишь частично и измеримым лишь в вероятностном смысле. Степень защиты, которая может быть обеспечена для различных категорий зданий, измерима только в вероятностном смысле и связана с проблемой оптимального распределения имеющихся ресурсов. Как следствие, степени защиты, принятые в разных странах, могут различаться в зависимости от их экономических возможностей и значимости сейсмических рисков по отношению к рискам другой природы.

(2)Р Положения EN 1998 не распространяются на специальные сооружения, например, атомные установки, морские платформы, крупные дамбы.

(3)Р EN 1998 содержит только те требования, которые в дополнение к положениям других Еврокодов, должны быть соблюдены при проектировании сооружений в сейсмических зонах. В этом отношении он дополняет другие Еврокоды.

(4) EN 1998 подразделяется на отдельные Части (см. 1.1.2 и 1.1.3).

**1.1.2 Область применения EN 1998-1**

(1) EN 1998-1 применяется при проектировании зданий и гражданских инженерных сооружений в сейсмических зонах. Он подразделяется на 10 Разделов, некоторые из которых специально посвящены проектированию зданий.

(2) Раздел 2 EN 1998-1 содержит основные требования к характеристикам зданий и гражданских инженерных сооружений в сейсмических зонах, а также основные критерии, которым должны соответствовать эти здания и сооружения.

(3) Раздел 3 EN 1998-1 содержит правила определения сейсмических воздействий и их комбинаций с другими воздействиями. Для некоторых типов сооружений, рассматриваемых в EN 1998-2 – EN 1998-6, требуются дополнительные правила, приведенные в этих Частях.

(4) Раздел 4 EN 1998-1 содержит общие правила проектирования, относящиеся к зданиям.

(5) Разделы 5 – 9 EN 1998-1 содержат специальные правила для различных конструкционных материалов и элементов, относящиеся к конкретным видам зданий:

- Раздел 5: Специальные правила для бетонных зданий;
- Раздел 6: Специальные правила для стальных зданий;
- Раздел 7: Специальные правила для сталежелезобетонных зданий;
- Раздел 8: Специальные правила для деревянных зданий;
- Раздел 9: Специальные правила для каменных зданий.

(6) Раздел 10 содержит основные требования и другие значимые аспекты проектирования и обеспечения безопасности, относящиеся к сейсмоизолирующим фундаментам сооружений, а именно – к сейсмоизолирующим фундаментам зданий.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Специальные правила, относящиеся к сейсмоизоляции мостов, приведены в EN 1998-2.

(7) Приложение С содержит дополнительные указания, касающиеся проектирования армирования железобетонных плит со сталежелезобетонными балками в узлах соединения балок с колоннами моментных рамных каркасов.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Информационные Приложения А и В содержат дополнительные сведения, относящиеся к спектрам упругих реакций в перемещениях и к определению целевого перемещения (target displacement) на основании результатов простого нелинейного статического расчета (pushover analysis).

### **1.1.3 Другие Части EN 1998**

(1)Р Другие Части EN 1998, дополняющие EN 1998-1, содержат следующее:

- EN 1998-2 содержит специальные требования, относящиеся к мостам;
- EN 1998-3 содержит требования для оценки сейсмостойкости и реконструкции существующих зданий;
- EN 1998-4 содержит специальные требования, относящиеся к силосам, резервуарам и трубопроводам;
- EN 1998-5 содержит специальные требования, относящиеся к фундаментам, подпорным конструкциям и геотехническим аспектам;
- EN 1998-6 содержит специальные требования, относящиеся к башням, мачтам и дымовым трубам.

## 1.2 Нормативные ссылки

(1) Настоящий Европейский стандарт содержит датированные или недатированные ссылки на положения других документов. Эти нормативные ссылки приведены в соответствующих местах настоящего документа, а перечень документов, к которым они относятся, приведен далее. Для датированных ссылок последующие поправки или редакции соответствующих документов (после указанной даты) используются только в том случае, если они были внесены в них путем их принятия. Для недатированных ссылок следует применять самую последнюю редакцию издания (включая добавления и поправки к нему).

### 1.2.1 Ссылки на общие стандарты

EN 1990	Еврокод – Основы строительного проектирования;
EN 1992-1-1	Еврокод 2 – Проектирование бетонных конструкций – Часть 1-1: Общие сведения – Общие правила для зданий и гражданских сооружений;
EN 1993-1-1	Еврокод 3 – Проектирование стальных конструкций – Часть 1-1: Общие сведения – Общие правила и правила для зданий;
EN 1994-1-1	Еврокод 4 – Проектирование сталежелезобетонных конструкций – Часть 1-1: Общие сведения – Общие правила и правила для зданий;
EN 1995-1-1	Еврокод 5 – Проектирование деревянных конструкций – Часть 1-1: Общие сведения – Общие правила и правила для зданий;
EN 1996-1-1	Еврокод 6 – Проектирование каменных конструкций – Часть 1-1: Общие сведения – Правила для армированной и неармированной каменной кладки;
EN 1997-1	Еврокод 7 – Геотехническое проектирование – Часть 1: Общие правила.

### 1.2.2 Ссылки на Кодексы и Стандарты

(1) Для применения EN 1998 ссылки должны быть сделаны на EN 1990 – EN 1997 и на EN 1999.

(2) EN 1998 содержит другие нормативные ссылки, цитируемые в соответствующих местах в тексте. Таковыми являются:

ISO 1000	Международная система единиц (СИ) и ее приложения;
EN 1090-2	Изготовление стальных конструкций и алюминиевых конструкций – Часть 2: Технические требования для стальных конструкций;
EN 1993-1-8	Еврокод 3: Проектирование стальных конструкций – Часть 1-8: Проектирование соединений;
EN 1993-1-10	Еврокод 3: Проектирование стальных конструкций – Часть 1-10: Ударная вязкость материала и свойства по толщине;
prEN 12512	Деревянные конструкции – Методы испытания – Циклическое испытание узлов, выполненных с применением механического крепежа.

### 1.3 Предпосылки

(1) В дополнение к общим положениям EN 1990:2002, 1.3, принимается следующая предпосылка.

(2)Р Предполагается, что в ходе строительства и при последующей эксплуатации сооружения в нем не происходит никаких изменений, за исключением случаев, когда такие изменения надлежащим образом обоснованы и проверены. Из-за специфической природы реакций сооружений на сейсмические воздействия это предположение применяется также в отношении изменений, приводящих к увеличению сопротивляемости конструкции.

### 1.4 Различия между принципами и правилами применения

(1) Применяются правила, приведенные в EN 1990:2002, 1.4.

### 1.5 Термины и определения

#### 1.5.1 Термины, общие для всех Еврокодов

(1) Применяются термины и определения, приведенные в EN 1990:2002, 1.5.

#### 1.5.2 Дополнительные термины, применяемые в EN 1998-1

(1) В EN 1998-1 применяются термины, приведенные ниже.

**Коэффициент поведения** (behaviour factor): коэффициент, используемый при проектировании для уменьшения сил, полученных в результате линейного расчета, с целью учета нелинейной реакции сооружения, обусловленной особенностями материала, конструктивной системы и принятой методики проектирования.

**Проектирование по предельной несущей способности (иначе – с учетом выбранного нелинейного поведения)** (capacity design): Метод проектирования, при котором в конструктивной системе выбирают и соответствующим образом конструируют элементы, предназначенные для диссипации энергии при больших деформациях, в то время как другие конструктивные элементы должны обладать прочностью, достаточной для того, чтобы выбранные элементы, диссипирующие энергию, могли оставаться в работоспособном состоянии.

**Диссипативная конструктивная система** (dissipative structure): Конструктивная система, способная к диссипации энергии в результате пластического гистерезисного поведения и/или с помощью других механизмов.

**Диссипативные зоны** (dissipative zones): Предварительно определенные локальные участки диссипативной конструкции, в которых главным образом реализуется их способность к диссипации энергии.



ПРИМЕЧАНИЕ 1 Эти участки называются также критическими областями (зонами).

**Динамически независимый элемент** (dynamically independent unit): Сооружение или часть сооружения, подверженные движениям основания, и реакция которых не зависит от реакции смежных сооружений или частей.

**Коэффициент ответственности** (importance factor): Коэффициент, учитывающий последствия отказа сооружения.

**Недиссипативное сооружение** (non-dissipative structure): Сооружение, запроектированное для определенной сейсмической расчетной ситуации без учета нелинейного поведения материала.

**Неконструктивный (ненесущий) элемент** (non-structural element): Архитектурный, механический или электрический элемент, система или компонент, который из-за своей недостаточной прочности или принятого способа соединения с сооружением, не рассматривается при проектировании в качестве элемента, воспринимающего сейсмическую нагрузку, приходящуюся на конструктивную систему.

**Первичные элементы** (primary seismic members): Элементы, рассматриваемые как часть конструктивной системы, сопротивляющейся сейсмическому воздействию, моделируемые в расчете при сейсмической расчетной ситуации, рассчитанные и законструированные в полном соответствии с требованиями по сейсмостойкости EN 1998.

**Вторичные элементы** (secondary seismic members): Элементы, которые не рассматриваются как часть конструктивной системы, сопротивляющейся сейсмическому воздействию, прочностью и жесткостью которых, при расчетах на сейсмические воздействия пренебрегают.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для этих элементов не требуется соответствие всем правилам EN 1998, но они проектируются и конструируются таким образом, чтобы были способны выдерживать гравитационную нагрузку при перемещениях, соответствующих сейсмической расчетной ситуации.

## 1.6 Символы

### 1.6.1 Общие сведения

(1) Применяются символы, указанные в EN 1990:2002 (см. 1.6). Для символов, зависящих от материала, а также для символов, не связанных непосредственно с сейсмическими воздействиями, применяются положения соответствующих Еврокодов.

(2) Другие символы, используемые в расчетах на сейсмические воздействия, для простоты их применения разъясняются в тексте в том месте, где они встречаются. Кроме того, наиболее часто встречающиеся символы, используемые в EN 1998-1, перечислены и определены в 1.6.2 и 1.6.3.

### 1.6.2 Дополнительные символы, используемые в Разделах 2 и 3 EN 1998-1

$A_{Ed}$  – расчетное значение сейсмического воздействия ( $= \gamma_T \cdot A_{Ek}$ );

$A_{Ek}$  – характеристическое значение сейсмического воздействия для референтного периода повторяемости;

- $E_d$  – расчетное значение эффектов воздействий;
- $N_{SPT}$  – общее количество ударных импульсов при стандартном испытании на погружение;
- $P_{NCR}$  – референтная вероятность превышения за 50 лет референтного сейсмического воздействия для условия отсутствия обрушения;
- $Q$  – переменное воздействие;
- $S_e(T)$  – спектр упругих реакций в ускорениях горизонтальных движений грунта, называемый также «спектр упругих реакций». При  $T = 0$  спектральное ускорение, соответствующее этому спектру, равно расчетному ускорению грунта типа А, умноженному на коэффициент  $S$ , характеризующий влияние грунтовых условий;
- $S_{ve}(T)$  – спектр упругих реакций в ускорениях вертикальных движений грунта;
- $S_{De}(T)$  – спектр упругих реакций в перемещениях;
- $S_d(T)$  – расчетный спектр реакций (для упругого расчета);
- $S$  – коэффициент, характеризующий влияние грунтовых условий;
- $T$  – период колебаний линейной системы с одной степенью свободы;
- $T_s$  – продолжительность установившейся части сейсмического движения;
- $T_{NCR}$  – референтный период повторяемости референтного сейсмического воздействия для требования по отсутствию разрушения;
- $a_{gR}$  – референтное пиковое ускорение для грунта типа А;
- $a_g$  – расчетное ускорение для грунта типа А;
- $a_{vg}$  – расчетное ускорение грунта в вертикальном направлении;
- $c_u$  – прочность на сдвиг недренированного грунта;
- $d_g$  – расчетное перемещение грунта;
- $g$  – ускорение свободного падения;
- $q$  – коэффициент поведения;
- $v_{s,30}$  – среднее значение скорости распространения  $S$ -волн в верхней 30-метровой толще вертикального профиля грунта при деформации сдвига  $10^{-5}$  или менее;
- $\gamma_l$  – коэффициент ответственности;
- $\eta$  – коэффициент коррекции по демпфированию;
- $\zeta$  – коэффициент вязкого демпфирования (в процентах);
- $\psi_{2,i}$  – коэффициент комбинирования для квазипостоянного значения переменного воздействия  $i$ ;
- $\psi_{E,i}$  – коэффициент комбинирования для переменного воздействия  $i$ , используемый, при определении эффектов расчетного сейсмического воздействия.

### **1.6.3 Дополнительные символы, используемые в Разделе 4 EN 1998-1**

- $E_E$  – эффект сейсмического воздействия;
- $E_{Edx}, E_{Edy}$  – расчетные значения эффектов воздействия, соответствующие горизонтальным компонентам ( $x$  и  $y$ ) сейсмического воздействия;
- $E_{Edz}$  – расчетное значение эффектов воздействия, соответствующих вертикальной компоненте сейсмического воздействия;
- $F_i$  – горизонтальная сейсмическая сила на этаже  $i$ ;
- $F_a$  – горизонтальная сейсмическая сила, действующая на неконструктивный элемент;

$F_b$	– горизонтальная поперечная сила в основании сооружения;
$H$	– высота здания от фундамента или от верха жесткой подземной части (например, жесткого подвального этажа);
$L_{\max}, L_{\min}$	– наибольший и наименьший размеры здания в плане в ортогональных направлениях;
$R_d$	– расчетное значение сопротивляемости;
$S_a$	– коэффициент сейсмичности для неконструктивных элементов;
$T_1$	– период колебаний здания по основному тону;
$T_a$	– период колебаний неконструктивного элемента по основному тону;
$W_a$	– вес неконструктивного элемента;
$d$	– перемещение;
$d_r$	– расчетный горизонтальный перекося этажа;
$e_a$	– случайный эксцентриситет массы этажа относительно номинального положения;
$h$	– высота этажа;
$m_i$	– масса $i$ -го этажа;
$n$	– количество этажей выше фундамента или верха жесткой подземной части;
$q_a$	– коэффициент поведения неконструктивного элемента;
$q_d$	– коэффициент поведения для перемещения;
$s_i$	– перемещение массы $m_i$ при колебаниях здания по основному тону;
$z_i$	– высота расположения массы $m_i$ над уровнем приложения сейсмического воздействия;
$\alpha$	– отношение расчетного ускорения грунта к ускорению свободного падения;
$\gamma_a$	– коэффициент ответственности для неконструктивного элемента;
$\gamma_d$	– коэффициент резерва прочности для диафрагм;
$\theta$	– коэффициент чувствительности к горизонтальному перекося этажа.

#### 1.6.4 Дополнительные символы, используемые в Разделе 5 EN 1998-1

$A_c$	– площадь поперечного сечения бетонного элемента;
$A_{sh}$	– общая площадь горизонтальных хомутов в соединении балка-колонна;
$A_{si}$	– общая площадь стержней арматуры в каждом диагональном направлении связующей балки;
$A_{st}$	– площадь одной ветви поперечного армирования;
$A_{sv}$	– общая площадь вертикальной арматуры в веб-стене;
$A_{sv,i}$	– общая площадь вертикальных стержней арматуры колонн между угловыми стержнями арматуры в одном направлении, проходящем через соединение;
$A_w$	– общая площадь горизонтального поперечного сечения стены;
$\Sigma A_{si}$	– сумма площадей всех наклонных стержней арматуры в обоих направлениях в стене, армированной наклонными стержнями арматуры против скользящего сдвига (sliding shear);
$\Sigma A_{sj}$	– сумма площадей вертикальных стержней арматуры в веб-стене или дополнительных стержней арматуры, специально предусмотренных в периферийных элементах стены для сопротивляемости против скользящего сдвига;

- $\Sigma M_{Rb}$  – сумма расчетных значений моментов сопротивления балок рам в соединении в рассматриваемом направлении;
- $\Sigma M_{Rc}$  – сумма расчетных значений моментов сопротивления колонн рам в соединении в рассматриваемом направлении;
- $D_o$  – диаметр ограниченного ядра (confined core) в круглой колонне;
- $M_{i,d}$  – концевой момент балки или колонны для расчета ее предельной несущей способности на сдвиг;
- $M_{Rb,i}$  – расчетное значение момента сопротивления балки на  $i$ -м конце;
- $M_{Rc,i}$  – расчетное значение момента сопротивления колонны на  $i$ -м конце;
- $N_{Ed}$  – расчетная осевая сила, соответствующая сейсмической расчетной ситуации;
- $T_1$  – период колебания здания по основному тону в рассматриваемом горизонтальном направлении;
- $T_C$  – конечное значение диапазона периодов, в пределах которого максимальные ординаты спектра упругих реакций в ускорениях постоянны;
- $V'_{Ed}$  – расчетная поперечная сила в стене, соответствующая сейсмической расчетной ситуации;
- $V_{dd}$  – нагельное сопротивление вертикальных стержней в стене;
- $V_{Ed}$  – расчетная поперечная сила в стене;
- $V_{Ed,max}$  – максимальная поперечная сила в концевом поперечном сечении балки из расчета предельной несущей способности;
- $V_{Ed,min}$  – минимальная поперечная сила в концевом поперечном сечении балки из расчета предельной несущей способности;
- $V_{fd}$  – вклад силы трения в сопротивляемость стены скользящему сдвигу;
- $V_{id}$  – вклад наклонных стержней арматуры в сопротивляемость стены скользящему сдвигу;
- $V_{Rd,c}$  – расчетное значение сопротивляемости сдвигу элементов без армирования, работающих на сдвиг, в соответствии с EN 1992-1-1:2004;
- $V_{Rd,s}$  – расчетное значение сопротивляемости сдвигу при скольжении;
- $b$  – ширина нижней полки балки;
- $b_c$  – размер поперечного сечения колонны;
- $b_{eff}$  – эффективная ширина растянутой полки балки по грани поддерживающей колонны;
- $b_i$  – расстояние между смежными вертикальными арматурными стержнями колонны, охваченными хомутами и шпильками;
- $b_o$  – ширина ограниченного ядра в колонне или в периферийном участке стены (по осевой линии хомутов);
- $b_w$  – толщина ограниченных частей поперечного сечения стены или толщина стенки балки;
- $b_{wo}$  – толщина веб-стены;
- $d$  – эффективная высота поперечного сечения;
- $d_{bL}$  – диаметр продольного стержня арматуры;
- $d_{bw}$  – диаметр хомута;
- $f_{cd}$  – расчетное значение прочности бетона на сжатие;
- $f_{ctm}$  – среднее значение прочности бетона на растяжение;

- $f_{yd}$  – расчетное значение предела текучести стали;
- $f_{yd, h}$  – расчетное значение предела текучести горизонтальной арматуры веб-стены;
- $f_{yd, v}$  – расчетное значение предела текучести вертикальной арматуры веб-стены;
- $f_{yld}$  – расчетное значение предела текучести продольной арматуры;
- $f_{ywd}$  – расчетное значение предела текучести поперечной арматуры;
- $h$  – высота поперечного сечения;
- $h_c$  – высота поперечного сечения колонны в рассматриваемом направлении;
- $h_f$  – высота полки;
- $h_{jc}$  – расстояние между противоположными слоями армирования колонны в соединении балка-колонна;
- $h_{jw}$  – расстояние между верхом балки и нижней арматурой;
- $h_o$  – высота ограниченного ядра в колонне (по осевой линии хомутов);
- $h_s$  – высота этажа в чистоте;
- $h_w$  – высота стены или высота поперечного сечения балки;
- $k_D$  – коэффициент, учитывающий класс пластичности при вычислении требуемой высоты поперечного сечения колонны для анкеровки стержней арматуры балки в соединении, равный 1 для DCH и 2/3 для DCM;
- $k_w$  – коэффициент, учитывающий вид повреждения, преобладающий в конструктивных системах со стенами;
- $l_{cl}$  – длина балки или колонны в чистоте;
- $l_{cr}$  – длина критической зоны;
- $l_i$  – расстояние между осевыми линиями двух групп наклонных стержней арматуры, расположенных в основании стены и препятствующих скольжению при сдвиге;
- $l_w$  – длина поперечного сечения стены;
- $n$  – общее количество продольных стержней арматуры, расположенных по периметру поперечного сечения колонны и охваченных хомутами или шпильками;
- $q_o$  – базовое значение коэффициента поведения;
- $s$  – шаг поперечного армирования;
- $x_u$  – расстояние до нейтральной оси;
- $z$  – плечо внутренней пары сил;
- $\alpha$  – коэффициент эффективности ограничения ядра; угол между диагональными стержнями арматуры и осью связующей балки;
- $\alpha_o$  – преобладающее в конструктивной системе соотношение геометрических размеров сторон стен;
- $\alpha_1$  – повышающий коэффициент к горизонтальному расчетному сейсмическому воздействию при формировании первого пластического шарнира в конструктивной системе;
- $\alpha_u$  – повышающий коэффициент к горизонтальному расчетному сейсмическому воздействию при формировании общего пластического механизма в конструктивной системе;
- $\gamma_c$  – частный коэффициент для бетона;
- $\gamma_{Rd}$  – коэффициент неопределенности модели, применяемый к расчетному значению сопротивления эффектам воздействий при оценке предельной несущей способности, вычисляемой с учетом разных источников резервов прочности;

$\gamma_s$	– частный коэффициент для стали;
$\varepsilon_{cu2}$	– предельная деформация неограниченного бетона;
$\varepsilon_{cu2,c}$	– предельная деформация ограниченного бетона;
$\varepsilon_{su,k}$	– характеристическое значение предельного удлинения арматурной стали;
$\varepsilon_{sy,d}$	– расчетное значение деформации стали при пределе текучести;
$\eta$	– понижающий коэффициент к прочности бетона на сжатие, обусловленный деформациями растяжения в поперечном направлении;
$\zeta$	– соотношение, $V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$ , между минимальной и максимальной величиной поперечных сил в концевом сечении балки;
$\mu_f$	– коэффициент трения бетона по бетону при циклических воздействиях;
$\mu_\phi$	– коэффициент пластичности по кривизне;
$\mu_\delta$	– коэффициент пластичности по перемещениям;
$v$	– осевое усилие, соответствующее сейсмической расчетной ситуации, нормализованное по $A_c f_{cd}$ ;
$\xi$	– нормализованное расстояние до нейтральной оси;
$\rho$	– коэффициент армирования растянутой арматурой;
$\rho'$	– коэффициент армирования сжатой арматурой в балках;
$\sigma_{cm}$	– среднее значение нормального напряжения в бетоне;
$\rho_h$	– коэффициент поперечного армирования стены горизонтальными стержнями;
$\rho_l$	– коэффициент общего продольного армирования;
$\rho_{max}$	– максимально допустимый коэффициент для растянутой арматуры в критической области первичных балок;
$\rho_v$	– коэффициент поперечного армирования стены вертикальными стержнями;
$\rho_w$	– коэффициент поперечного армирования;
$\omega_v$	– механический коэффициент вертикального поперечного армирования;
$\omega_{wd}$	– механический объемный коэффициент ограничивающего армирования.

### **1.6.5 Дополнительные символы, используемые в Разделе 6 EN 1998-1**

$L$	– пролет балки;
$M_{Ed}$	– расчетный изгибающий момент, соответствующий сейсмической расчетной ситуации;
$M_{pl,RdA}$	– расчетное значение пластического момента сопротивления на конце А элемента;
$M_{pl,RdB}$	– расчетное значение пластического момента сопротивления на конце В элемента;
$N_{Ed}$	– расчетное осевое усилие, соответствующее сейсмической расчетной ситуации;
$N_{Ed,E}$	– осевое усилие, соответствующее только расчетным сейсмическим воздействиям;
$N_{Ed,G}$	– осевое усилие, соответствующее несейсмическим воздействиям, включенным в комбинацию воздействий для сейсмической расчетной ситуации;
$N_{pl,Rd}$	– расчетное значение пластического сопротивления полного поперечного сечения элемента в соответствии с EN 1993-1-1:2005;
$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$	– значение осевого сопротивления колонны или диагонали в соответствии с EN 1993-1-1:2005, принимая во внимание взаимодействие с изгибающим моментом $M_{Ed}$ и поперечной силой $V_{Ed}$ в сейсмической расчетной ситуации;
$R_d$	– сопротивление соединения в соответствии с EN 1993-1-1:2005;

- $R_{fy}$  – пластическое сопротивление соединенных диссипативных элементов, основанное на расчетном значении предела текучести материала, как определено в EN 1993-1-1: 2005;
- $V_{Ed}$  – расчетное значение поперечной силы, соответствующее сейсмической расчетной ситуации;
- $V_{Ed,G}$  – поперечная сила, соответствующая несейсмическим воздействиям, включенным в комбинацию воздействий для сейсмической расчетной ситуации;
- $V_{Ed,M}$  – поперечная сила, обусловленная возникновением пластических моментов сопротивления на двух концах балки;
- $V_{pl,Rd}$  – расчетное значение сопротивления на сдвиг элемента в соответствии с EN 1993-1-1: 2005;
- $V_{wp,Ed}$  – расчетная поперечная сила в стенке панели, обусловленная эффектами расчетного сейсмического воздействия;
- $V_{wp,Rd}$  – расчетное сопротивление на сдвиг в стенке панели в соответствии с EN 1993-1-1: 2005;
- $e$  – длина антисейсмического звена;
- $f_y$  – номинальный предел текучести стали;
- $f_{y,max}$  – максимально допустимое значение предела текучести стали;
- $q$  – коэффициент поведения;
- $t_w$  – толщина стенки антисейсмического звена;
- $t_f$  – толщина полки антисейсмического звена;
- $\Omega$  – мультипликативный коэффициент для осевой силы  $N_{Ed,E}$ , полученный по результатам расчета, выполненного с учетом расчетного сейсмического воздействия, и предназначенный для проектирования недиссипативных элементов в рамных каркасах с концентрическими или эксцентричными связями на основании С1. 6.7.4 и 6.8.3, соответственно;
- $\alpha$  – соотношение меньшего расчетного изгибающего момента  $M_{Ed,A}$  на одном конце антисейсмического звена к большему изгибающему моменту  $M_{Ed,B}$  на том конце, где формируется пластический шарнир; и тот и другой моменты принимаются в абсолютном значении;
- $\alpha_1$  – повышающий коэффициент к горизонтальному расчетному сейсмическому воздействию при формировании первого пластического шарнира в конструктивной системе;
- $\alpha_u$  – повышающий коэффициент к горизонтальному расчетному сейсмическому воздействию при формировании общего пластического механизма в конструктивной системе;
- $\gamma_M$  – частный коэффициент для свойства материала;
- $\gamma_{ov}$  – коэффициент резерва прочности материала;
- $\delta$  – прогиб балки в средней части пролета относительно касательной к оси балки на конце балки (см. Рисунок 6.11);
- $\gamma_{pb}$  – мультипликативный коэффициент к расчетному значению  $N_{pl,Rd}$  сопротивления текучести при сжатии элемента V-образных связей, для оценки несбалансированного эффекта сейсмического воздействия на балку, к которой прикреплена связь;

- $\gamma_s$  – частный коэффициент для стали;
- $\theta_p$  – способность зоны пластического шарнира к повороту (предельный угол поворота сечения в области пластического шарнира);
- $\bar{\lambda}$  – безразмерная гибкость элемента, определяемая по EN 1993-1-1:2005.

#### **1.6.6 Дополнительные символы, используемые в Разделе 7 EN 1998-1**

- $A_{pl}$  – площадь плиты (пластины) в горизонтальной проекции;
- $E_a$  – модуль упругости стали;
- $E_{cm}$  – среднее значение модуля упругости бетона в соответствии с EN 1992-1-1:2004;
- $I_a$  – момент инерции (второй момент площади) стального профиля относительно центра тяжести сталежелезобетонного поперечного сечения;
- $I_c$  – момент инерции площади бетона как части сталежелезобетонного поперечного сечения, относительно центра тяжести сталежелезобетонного поперечного сечения;
- $I_{eq}$  – эквивалентный момент инерции составного поперечного сечения;
- $I_s$  – момент инерции арматурных стержней в сталежелезобетонном поперечном сечении, относительно центра тяжести сталежелезобетонного поперечного сечения;
- $M_{pl,Rd,c}$  – расчетное значение пластического момента сопротивления колонны, взятое по нижнему пределу и вычисленное с учетом бетонного компонента поперечного сечения и, только стальных компонентов поперечного сечения, классифицируемых как пластичные;
- $M_{U,Rd,b}$  – верхний предел пластического сопротивления балки, вычисленный с учетом бетонного компонента поперечного сечения и всех стальных компонентов в поперечном сечении, включая те, которые не классифицированы как пластичные;
- $V_{wp,Ed}$  – расчетная поперечная сила в стенке панели, вычисленная исходя из пластического сопротивления смежных диссипативных зон в балках или в соединениях;
- $V_{wp,Rd}$  – расчетное сопротивление на сдвиг сталежелезобетонной стенки панели в соответствии с EN 1994-1-1:2004;
- $b$  – ширина полки;
- $b_b$  – ширина сталежелезобетонной балки (см. Рисунок 7.3а) или ширина опоры бетонной плиты на колонну (см. Рисунок 7.7);
- $b_e$  – частичная эффективная ширина полки с каждой стороны стальной стенки;
- $b_{eff}$  – полная эффективная ширина бетонной полки;
- $b_o$  – ширина (минимальный размер) ограниченного бетонного ядра (по осевой линии хомутов);
- $d_{bL}$  – диаметр продольных арматурных стержней;
- $d_{bw}$  – диаметр хомутов;
- $f_{yd}$  – расчетный предел текучести стали;
- $f_{ydf}$  – расчетный предел текучести стали в полке;
- $f_{ydw}$  – расчетное сопротивление поперечной арматуры;
- $h_b$  – высота сталежелезобетонной балки;
- $h_c$  – высота поперечного сечения сталежелезобетонной колонны;
- $k_r$  – коэффициент эффективности формы ребер профилированного стального настила;



$k_t$	– понижающий коэффициент расчетного сопротивления на сдвиг соединительных элементов в соответствии с EN 1994-1-1:2004;
$l_{cl}$	– длина колонны в свету;
$l_{cr}$	– длина критической зоны;
$n$	– отношение модулей упругости стали и бетона при кратковременных воздействиях;
$q$	– коэффициент поведения;
$r$	– понижающий коэффициент для жесткости бетона при вычислении жесткости сталежелезобетонных колонн;
$t_f$	– толщина полки;
$\gamma_c$	– частный коэффициент для бетона;
$\gamma_M$	– частный коэффициент для свойств материала;
$\gamma_{ov}$	– коэффициент резерва прочности для материала;
$\gamma_s$	– частный коэффициент для стали;
$\varepsilon_a$	– полная деформация стали при критическом предельном состоянии;
$\varepsilon_{cu2}$	– предельная деформация сжатия неограниченного хомутами бетона;
$\eta$	– минимальная степень связности, определяемая по 6.6.1.2 EN 1994-1-1:2004.

#### 1.6.7 Дополнительные символы, используемые в Разделе 8 EN 1998-1

$E_o$	– модуль упругости древесины при кратковременном нагружении;
$b$	– ширина поперечного сечения деревянного элемента;
$d$	– диаметр крепежа;
$h$	– высота деревянных балок;
$k_{mod}$	– коэффициент модификации к прочности древесины, при кратковременном нагружении в соответствии с EN 1995-1-1:2004;
$q$	– коэффициент поведения;
$\gamma_M$	– частный коэффициент для свойств материала.

#### 1.6.8 Дополнительные символы, используемые в Разделе 9 EN 1998-1

$a_{g,urm}$	– верхнее значение расчетного ускорения грунта на площадке строительства при применении неармированной каменной кладки, удовлетворяющей положениям Еврокода 8;
$A_{min}$	– общая площадь поперечного сечения стен из каменных кладки, требуемая в каждом горизонтальном направлении для применения правил, относящихся к «простым каменным зданиям»;
$f_{b,min}$	– нормированная прочность на сжатие элементов каменной кладки, в направлении нормальном к опорной кладочной поверхности;
$f_{bh,min}$	– нормированная прочность на сжатие элементов каменной кладки, в направлении параллельном опорной кладочной поверхности в плоскости стены;
$f_{m,min}$	– минимальная прочность раствора;
$h$	– наибольшая высота в свету проемов в несущих стенах;
$h_{ef}$	– эффективная высота стены;
$l$	– длина стены;
$n$	– количество этажей над уровнем земли;

- $p_{A,min}$  – минимальная сумма площадей горизонтальных поперечных сечений стен-диафрагм в каждом направлении, в процентах от общей площади перекрытия на этаже;
- $p_{max}$  – процентная доля от общей площади над уровнем перекрытия;
- $q$  – коэффициент поведения;
- $t_{ef}$  – эффективная толщина стены;
- $\Delta_{A,max}$  – максимальная разница в площадях горизонтальных поперечных сечений стен-диафрагм между смежными этажами в «простых каменных зданиях»;
- $\Delta_{m,max}$  – максимальная разница в массах между смежными этажами в «простых каменных зданиях»;
- $\gamma_m$  – частные коэффициенты для свойств каменной кладки;
- $\gamma_s$  – частный коэффициент для арматурной стали;
- $\lambda_{min}$  – соотношение между длинами меньшей и большей стороны в плане.

### **1.6.9 Дополнительные символы, используемые в Разделе 10 EN 1998-1**

- $K_{eff}$  – эффективная жесткость системы сейсмоизоляции в рассматриваемом главном горизонтальном направлении при перемещении, равном расчетному перемещению  $d_{dc}$ ;
- $K_V$  – общая жесткость системы сейсмоизоляции в вертикальном направлении;
- $K_{xi}$  – эффективная жесткость сейсмоизолирующего элемента  $i$  в направлении  $x$ ;
- $K_{yi}$  – эффективная жесткость сейсмоизолирующего элемента  $i$  в направлении  $y$ ;
- $T_{eff}$  – эффективный период колебаний по основному тону суперструктуры (сейсмоизолированной части сооружения), соответствующий ее горизонтальному поступательному перемещению как жесткого тела;
- $T_f$  – период колебаний по основному тону суперструктуры, закрепленной в основании;
- $T_V$  – период колебаний по основному тону суперструктуры в вертикальном направлении, определенный для суперструктуры как для жесткого тела;
- $M$  – масса суперструктуры;
- $M_s$  – магнитуда;
- $d_{dc}$  – расчетное перемещение центра эффективной жесткости в рассматриваемом направлении;
- $d_{db}$  – общее расчетное перемещение сейсмоизолирующего элемента;
- $e_{tot,y}$  – общий эксцентриситет в направлении  $y$ ;
- $f_j$  – горизонтальные силы в каждом уровне  $j$ ;
- $r_y$  – радиус кручения системы сейсмоизоляции;
- $(x_i, y_i)$  – координаты сейсмоизолирующего элемента  $i$  относительно центра эффективной жесткости;
- $\delta_i$  – коэффициент усиления;
- $\zeta_{eff}$  – «эффективное демпфирование».

### **1.7 Международная система единиц (СИ)**

(1)Р Должны использоваться единицы СИ в соответствии с ISO 1000.

(2) При вычислениях рекомендуется применять следующие единицы измерений:

– усилия и нагрузки:	кН, кН/м, кН/м <sup>2</sup>
– удельная масса:	кг/м <sup>3</sup> , т/м <sup>3</sup>
– масса:	кг, т
– удельный вес:	кН/м <sup>3</sup>
– напряжения и прочности:	Н/мм <sup>2</sup> (= МН/м <sup>2</sup> или МПа), кН/м <sup>2</sup> (= кПа)
– моменты (изгиб, и т.д.):	кНм
– ускорение:	м/с <sup>2</sup> , g (= 9,81 м/с <sup>2</sup> )

## 2 ТРЕБОВАНИЯ К ХАРАКТЕРИСТИКАМ И КРИТЕРИИ СООТВЕТСТВИЯ

### 2.1 Основные требования

(1)Р Проектирование и строительство сооружений в сейсмических зонах должно осуществляться таким образом, чтобы все ниже перечисленные требования соблюдались с достаточной степенью надежности.

– *Требование по отсутствию разрушения.*

Запроектированное и построенное сооружение должно переносить расчетные сейсмические воздействия, определенные в Разделе 3, без локального или глобального разрушения, сохраняя после сейсмических событий целостность конструктивной системы и остаточную несущую способность. Параметры расчетного сейсмического воздействия принимаются в зависимости от: а) референтного сейсмического воздействия, связанного с референтной вероятностью превышения,  $P_{NCR}$ , за 50 лет или референтным периодом повторяемости,  $T_{NCR}$ , и б) коэффициента ответственности сооружения  $\gamma_1$  (см. EN 1990:2002, а также (2)Р и (3)Р этого подраздела), принимаемого с учетом классификации по надежности.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значения, присваиваемые  $P_{NCR}$  или  $T_{NCR}$  для применения в конкретной стране, можно найти в соответствующем Национальном Приложении к данному документу. Рекомендуемые значения:  $P_{NCR} = 10 \%$  и  $T_{NCR} = 475$  лет.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Значение вероятности превышения,  $P_R$ , за  $T_L$  лет определенного уровня сейсмического воздействия связано со средним периодом повторяемости,  $T_R$ , этого уровня сейсмического воздействия в соответствии с Выражением  $T_R = -T_L / \ln(1 - P_R)$ . Таким образом, для заданного  $T_L$  сейсмическое воздействие можно эквивалентным образом выразить посредством среднего периода повторяемости  $T_R$ , либо посредством вероятности его превышения  $P_R$  за  $T_L$  лет.

– *Требование по ограничению ущерба.*

Запроектированное и построенное сооружение должно переносить сейсмические воздействия, имеющие большую вероятность возникновения, чем расчетное сейсмическое воздействие, без повреждений и связанных с ними эксплуатационных ограничений, устранение которых сопряжено с затратами, непропорционально высокими по сравнению со стоимостью самого сооружения. Сейсмическое воздействие, принятое во внимание для выполнения «требования по ограничению ущерба», имеет вероятность превышения,  $P_{DLR}$ , за 10 лет и период повторяемости  $T_{DLR}$ . При отсутствии более точной информации при проверке требования по ограничению ущерба, к расчетному сейсмическому воздействию может быть применен коэффициент редукции, принятый в соответствии с 4.4.3.2(2).

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Значения, присваиваемые  $P_{DLR}$  или  $T_{DLR}$  для применения в конкретной стране, могут быть найдены в Национальных Приложениях к этому документу. Рекомендованные значения:  $P_{DLR} = 10 \%$  и  $T_{DLR} = 95$  лет.

(2)Р Конкретные значения надежности для требования по отсутствию разрушения и для требования по ограничению ущерба устанавливаются Национальными Органами для различных типов зданий и гражданских инженерных сооружений на основании анализа последствий их отказов.

(3)Р Дифференциация надежности реализуется путем классификации сооружений на различные классы ответственности. Каждому классу ответственности присваивается коэффициент ответственности  $\gamma_1$ . Коэффициент  $\gamma_1$ , в зависимости от класса ответственности проектируемого сооружения (см. 3.2.1(3)), может соответствовать более высокому или более низкому значению повторяемости сейсмического события (по сравнению с референтным периодом повторяемости).

(4) Различные уровни надежности обеспечиваются умножением на коэффициент ответственности характеристик референтного сейсмического воздействия или, если применяется линейный анализ, соответствующих эффектов воздействия. Подробные указания по классам ответственности и значениям коэффициентов ответственности даны в соответствующих частях EN 1998.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Для большинства площадок годовую норму превышения,  $H(a_{gR})$ , референтного пикового ускорения грунта  $a_{gR}$  можно принять зависящей от  $a_{gR}$  следующим образом:  $H(a_{gR}) \sim k_0 \cdot a_{gR}^{-k}$ , при этом значение коэффициента  $k$  зависит от сейсмичности площадки, но обычно имеет значение равное примерно 3. Таким образом, если сейсмическое воздействие определяется в зависимости от референтного пикового ускорения грунта  $a_{gR}$ , то значение коэффициента ответственности  $\gamma_1$ , на которое умножаются параметры референтного сейсмического воздействия, чтобы получить такую же вероятность превышения за  $T_L$  лет, что и для референтного сейсмического воздействия за  $T_{LR}$  лет, можно вычислить следующим образом:  $\gamma_1 \sim (T_{LR}/T_L)^{-1/k}$ . Кроме того, значение коэффициента ответственности  $\gamma_1$ , на которое необходимо умножить параметры референтного сейсмического воздействия, чтобы получить значение вероятности превышения сейсмического воздействия,  $P_L$ , за  $T_L$  лет, отличное от референтной вероятности превышения  $P_{LR}$  в течение тех же  $T_L$  лет, можно вычислить следующим образом:  $\gamma_1 \sim (P_L/P_{LR})^{-1/k}$ .

## 2.2 Критерии соответствия

### 2.2.1 Общие сведения

(1)Р Для соблюдения основных требований 2.1, должны быть проверены следующие предельные состояния (см. 2.2.2 и 2.2.3):

- критическое предельное состояние (ULS);
- предельное состояние по ограничению повреждений (DLS).

Критические предельные состояния – это такие состояния, которые ассоциируются с разрушением или другими формами конструктивного отказа, которые могут поставить под угрозу безопасность людей.

Предельные состояния по ограничению повреждений – это такие состояния, которые ассоциируются с повреждениями, после возникновения которых, установленные эксплуатационные требования больше не выполняются.

(2)Р С целью ограничения неопределенностей и обеспечения надлежащего поведения конструкций при сейсмических воздействиях, по своей силе превышающих расчетное сейсмическое воздействие, должны быть также приняты соответствующие особые мероприятия (см. 2.2.4).

(3) Для некоторых категорий сооружений в случае низкой сейсмичности (см. 3.2.1(4)), основные требования могут быть обеспечены путем применения более

простых правил, чем правила, данные в соответствующих частях EN 1998.

(4) В случае очень низкой сейсмичности нет необходимости соблюдать положения EN 1998 (см. 3.2.1(5) и примечания для определения случаев очень низкой сейсмичности).

(5) Специальные правила для «простых каменных зданий» даны в Разделе 9. При соблюдении этих правил «простые каменные здания» считаются удовлетворяющими основным требованиям EN 1998-1 без аналитических проверок безопасности.

### **2.2.2 Критическое предельное состояние**

(1)P Необходимо проверить, что способность сооружения к сопротивлению и диссипации энергии колебаний соответствует указаниям в соответствующих Частях EN 1998.

(2) Сопrotивляемость и способность к диссипации энергии, заданные сооружению, будут определять степень учета его нелинейной реакции. В практическом плане взаимосвязанные показатели сопротивляемости и способности к диссипации энергии характеризуются значениями коэффициента поведения  $q$ , зависящими от способности сооружения к пластическому деформированию, классифицированной в соответствующих Частях EN 1998. В предельном случае при проектировании сооружений, классифицированных как низкодиссипативные, гистерезисная диссипация энергии не учитывается, и коэффициент поведения, с учетом резервов прочности, как правило, не может иметь значения более 1,5. Для стальных или сталежелезобетонных зданий предельное значение коэффициента  $q$  допускается принять в диапазоне 1,5 – 2 (см. Примечание 1 к Таблице 6.1 или Примечание 1 к Таблице 7.1, соответственно). Для диссипативных сооружений коэффициент поведения, с учетом гистерезисной диссипации энергии, которая происходит главным образом в специально запроектированных зонах, называемых зонами диссипации или критическими зонами, имеет более высокие значения.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Значение коэффициента поведения  $q$  должно быть ограничено из условий недопущения возникновения предельного состояния, связанного с потерей сооружением динамической устойчивости и возникновения в нем повреждений вследствие малоциклового усталости элементов конструктивной системы (в особенности соединений). При определении значений коэффициента  $q$  следует применять самое неблагоприятное ограничивающее условие. Значения коэффициента  $q$ , приведенные в различных Частях EN 1998, считаются отвечающими этому требованию.

(3)P Сооружение в целом должно быть проверено на устойчивость при расчетном сейсмическом воздействии. Необходимо проверять устойчивость, как против опрокидывания, так и против скольжения. Особые правила для проверки сооружений на опрокидывание приведены в соответствующих Частях EN 1998.

(4)P Необходимо проверять способность элементов фундамента и грунтового основания воспринимать воздействия, возникающие в результате реакции надфундаментного строения, без существенных остаточных деформаций. При определении реакций должное внимание следует уделять фактическому сопротивлению, которым могут обладать конструктивные элементы, передающие воздействия.

(5)Р В расчетах необходимо принимать во внимание возможное влияние эффектов второго рода на величины воздействия.

(6)Р Необходимо удостовериться, что неконструктивные элементы при расчетном сейсмическом воздействии не представляют опасности для людей и не подвержены неблагоприятным воздействиям, вызванным поведением конструктивных элементов сооружения. Специальные правила для зданий приведены в 4.3.5 и 4.3.6.

### **2.2.3 Предельное состояние по ограничению ущерба**

(1)Р Достаточный уровень надежности в отношении недопустимого ущерба должен быть обеспечен путем соблюдения ограничений на предельные величины деформаций или другие предельные величины, указанные в соответствующих Частях EN 1998.

(2)Р В сооружениях, предназначенных для защиты гражданского населения, конструктивные системы должны обладать сопротивляемостью и жесткостью, достаточными для выполнения функций по оказанию жизненно важных услуг населению после сейсмического события, связанного с соответствующим периодом повторяемости.

### **2.2.4 Специальные мероприятия**

#### **2.2.4.1 Проектирование**

(1) Сооружения, по возможности, должны иметь простые и регулярные формы, как в плане, так и по высоте (см. 4.2.3). При необходимости это может быть реализовано разделением сооружения антисейсмическими швами на динамически независимые отсеки.

(2)Р Для обеспечения общего диссипативного и пластического поведения сооружения необходимо исключать возможность хрупкого разрушения его элементов или преждевременного образования в нем неустойчивых механизмов. С этой целью, в случаях, предусмотренных в соответствующих Частях EN 1998, следует обращаться к процедуре проектирования по предельной несущей способности, предусматривающей дифференциацию элементов по сопротивляемости. С помощью этой процедуры можно получить информацию о последовательности изменения сопротивляемости разных конструктивных элементов сооружения и формах отказов, необходимую для обеспечения надлежащего механизма пластического деформирования сооружения и предотвращения хрупкого разрушения конструкций.

(3)Р Поскольку антисейсмическая эффективность сооружения в значительной мере зависит от поведения ее критических зон или элементов, то конструирование сооружения в целом, а также этих зон или элементов в частности, должны обеспечить им сохранение способности передавать требуемые усилия и диссипировать энергию при циклических нагрузках. С этой целью при проектировании следует уделить особое внимание конструированию соединений между конструктивными элементами и зон с ожидаемым нелинейным поведением.

(4)Р Расчет должен основываться на адекватной модели конструктивной системы, которая, при необходимости, должна учитывать влияние деформативности грунта, а также неконструктивные элементы и другие аспекты, такие как наличие смежных сооружений.

#### **2.2.4.2 Фундаменты**

(1)Р Жесткость фундаментов должна быть достаточной для равномерной (насколько это возможно) передачи воздействий от надфундаментного строения к основанию.

(2) Для одного сооружения, в общем случае, следует использовать только один тип фундамента. Исключение составляют мосты и сооружения, состоящие из динамически независимых отсеков.

#### **2.2.4.3 Система обеспечения качества**

(1)Р В проектной документации должны быть указаны размеры, параметры и характеристики материалов элементов конструкции. При необходимости проектная документация должна содержать также характеристики используемых специальных устройств и расстояния между конструктивными и неконструктивными элементами. В проектной документации должны быть приведены необходимые рекомендации по контролю качества.

(2) Конструктивные элементы особой ответственности, требующие специального контроля в процессе строительства, должны быть указаны в проекте. Для этих элементов должны быть также указаны применяемые методы контроля качества их выполнения.

(3) В районах с высокой сейсмичностью и для особо ответственных сооружений, в дополнение к процедурам контроля, установленным в других Еврокодах, следует использовать официально разрешенные процедуры контроля качества, распространяющиеся на проектирование, строительство и эксплуатацию.



### 3 ГРУНТОВЫЕ УСЛОВИЯ И СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

#### 3.1 Грунтовые условия

##### 3.1.1 Общие сведения

(1)Р Для определения типа грунтовых условий по классификации, приведенной в 3.1.2, следует выполнять соответствующие исследования.

(2) Дополнительные указания по исследованиям и классификации грунтовых условий приведены в EN 1998-5:2004 (см. 4.2).

(3) Строительная площадка и состав грунтового основания, как правило, должны исключать возможности образования разрывов в грунте, неустойчивости склонов и остаточных осадков, вызванных разжижением или уплотнением грунта при землетрясении. Возможность возникновения таких явлений должна быть исследована в соответствии с EN 1998-5:2004 (Раздел 4).

(4) Исследования грунта и/или геологические изыскания должны быть выполнены в объеме, достаточном для определения параметров сейсмического воздействия в зависимости от класса ответственности сооружения и специфических условий строительства.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Условия, при которых исследования грунтов, дополнительные к необходимым для проектирования сооружений без учета сейсмических воздействий, можно не проводить; допускается применять стандартную классификацию грунтов основания, которая может быть определена в Национальном Приложении.

##### 3.1.2 Типы грунтовых условий

(1) Для оценки влияния местных грунтовых условий на параметры сейсмического воздействия, площадки классифицированы по грунтовым условиям на типы А, В, С, D и F, характеризующиеся стратиграфическими профилями и параметрами, приведенными в Таблице 3.1 и описанными ниже. При определении параметров сейсмического воздействия допускается дополнительно учитывать данные глубинной геологии.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Классификация грунтовых условий площадок, учитывающая данные глубинной геологии, а также значения  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  и  $T_D$ , определяющие в соответствии с 3.2.2.2 и 3.2.2.3 спектры упругих реакций для горизонтальных и вертикальных воздействий, могут быть установлены в Национальном Приложении конкретной страны.

(2) Площадка, если это возможно, должна быть классифицирована по значению средней скорости поперечной волны  $v_{s,30}$ . В противном случае должно быть использовано значение  $N_{SP}$ .

(3) Средняя скорость поперечной волны  $v_{s,30}$  должна быть вычислена в соответствии с Выражением:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}, \quad (3.1)$$

где  $h_i$  и  $v_i$  – означают толщину (в метрах) и скорость распространения поперечной волны (с уровнем деформаций сдвига  $10^{-5}$  или меньше) для  $i$ -й формации или слоя при общем количестве слоев  $N$ , присутствующих в верхней 30-метровой грунтовой толще.

**Таблица 3.1 – Типы грунтовых условий**

Тип	Описание стратиграфического профиля	Параметры		
		$v_{s,30}$ , м/с	$N_{SPT}$ , ударов/30 см	$c_u$ , кПа
A	Скальные и другие скальноподобные геологические формации, включающие не более 5 м ослабленных материалов на поверхности.	> 800	—	—
B	Отложения очень плотного песка, гравия или очень жесткой глины, мощностью до нескольких десятков метров толщиной, характеризующихся постепенным увеличением механических свойств по глубине.	360 – 800	> 50	> 250
C	Глубокие отложения плотного или средней плотности песка, гравия или жесткой глины с толщиной от нескольких десятков до сотен метров.	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Отложения несвязного и среднесвязного грунта (с некоторыми мягкими связными слоями или без них) или преимущественно мягких устойчивых связных грунтов.	< 180	< 15	< 70
E	Грунтовой профиль, состоящий из поверхностного аллювиального слоя с величинами скоростей $v_s$ из типа C или D и мощностью от 5 м и до 20 м, с подстилающим более жесткой породой с $v_s > 800$ м/с.			
$S_1$	Отложения, состоящие или содержащие слой мощностью не менее 10 м из мягких глин/илов с высоким индексом пластичности ( $PI > 40$ ) и водонасыщенные.	< 100 (ориентировочно)	—	10 – 20
$S_2$	Отложения способных к разжижению грунтов, неустойчивых глин или любые другие грунтовые профили, не включенные в типы A – E или $S_1$ .			

(4)P Для площадок с грунтовыми условиями, характеризующимися наличием одного или обоих типов грунта  $S_1$  или  $S_2$ , требуются специальные исследования для определения параметров сейсмического воздействия. Для этих типов грунтовых условий и, в

частности, для типа  $S_2$  следует принимать во внимание возможность отказа грунта при сейсмическом воздействии.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Особое внимание при определении параметров сейсмического воздействия следует уделять грунтовым условиям типа  $S_1$ . Такие грунты обычно имеют очень низкие значения  $v_s$ , низкое внутреннее демпфирование и чрезвычайно широкий диапазон линейного поведения. Это может вызывать аномальное усиление сейсмического воздействия на площадке и эффекты взаимодействия здания с грунтом (см. EN 1998-5:2004 (Раздел 6)). Для грунтовых условий типа  $S_1$  необходимо проводить специальные исследования, позволяющие установить зависимости формы спектра реакций от толщины мягкого слоя грунта, значения в нем  $v_s$ , а также от различий в жесткостях этого слоя и подстилающих его пород.

### 3.2 Сейсмическое воздействие

#### 3.2.1 Сейсмические зоны

(1)Р Для достижения целей EN 1998 национальные территории должны подразделяться Национальными Регулирующими Органами на сейсмические зоны. Национальные территории делятся на зоны исходя из их сейсмической опасности. Сейсмическая опасность внутри каждой зоны по определению принимается постоянной.

(2) Для большинства случаев применения EN 1998 опасность описывается единственным параметром – значением референтного пикового ускорения  $a_{gR}$  грунта типа А. Дополнительные параметры, необходимые для специальных типов сооружений, приведены в соответствующих Частях EN 1998.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Референтные пиковые ускорения  $a_{gR}$  грунта типа А, необходимые для использования в стране или зонах страны, могут быть приняты по картам зонирования, приведенным в Национальном Приложении.

(3) Референтное пиковое ускорение грунта, выбранное Национальными Регулирующими Органами для каждой сейсмической зоны, соответствует референтному периоду повторяемости  $T_{NCR}$  сейсмического воздействия из условий неразрушаемости сооружения (или эквивалентной референтной вероятности превышения уровня землетрясения за 50 лет,  $P_{NCR}$ ), выбранным Национальными Регулирующими Органами (см. 2.1(1)Р). Коэффициент ответственности  $\gamma_I$  равный 1,0 устанавливается для этого референтного периода повторяемости. Для периодов повторяемости, отличных от референтного (см. классы ответственности в 2.1(3)Р и (4)), расчетное ускорение  $a_g$  грунта типа А, равняется  $a_{gR}$ , умноженному на коэффициент ответственности  $\gamma_I$  ( $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ ). (см. Примечание к 2.1(4)).

(4) В случае низкой сейсмичности для определенных типов или категорий сооружений могут быть приняты сокращенные или упрощенные процедуры расчета.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Выбор категорий сооружений, типов грунтовых условий и сейсмических зон, к которым применяются положения о низкой сейсмичности, можно найти в соответствующем Национальном Приложении конкретной страны. В качестве случаев низкой сейсмичности рекомендуется рассматривать случаи, при которых расчетное ускорение грунта  $a_g$  для грунта типа А, составляет не более  $0,08g$  ( $0,78 \text{ м/с}^2$ ), либо случаи, когда произведение  $a_g \cdot S$  не более

0,1g (0,98 м/с<sup>2</sup>). Выбор значений  $a_g$  или произведения  $a_g \cdot S$ , используемого в конкретной стране для определения порога для случаев низкой сейсмичности, приведен в Национальном Приложении.

(5)P В случаях очень низкой сейсмичности нет необходимости применять положения EN 1998.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Выбор категорий сооружений, типов грунтовых условий и сейсмических зон, к которым нет необходимости применять положения EN 1998 (случаи очень низкой сейсмичности), можно найти в соответствующем Национальном Приложении конкретной страны. В качестве случаев очень низкой сейсмичности рекомендуется рассматривать случаи, при которых расчетное ускорение грунта  $a_g$  для грунта типа А, составляет не более 0,04g (0,39 м/с<sup>2</sup>), либо случаи, когда произведение  $a_g \cdot S$  не более 0,05g (0,49 м/с<sup>2</sup>). Выбор значений  $a_g$  или произведения  $a_g \cdot S$ , используемого в конкретной стране для определения порога для случаев очень низкой сейсмичности, приведен в Национальном Приложении.

### **3.2.2 Базовое представление сейсмического воздействия**

#### **3.2.2.1 Общие сведения**

(1)P В рамках EN 1998 движение поверхности грунта при землетрясении описывается спектром реакций в ускорениях, построенным в предположении линейно-упругого деформирования систем с одной степенью свободы – далее «спектр упругих реакций».

(2) Форма спектра упругих реакций принимается одинаковой для двух уровней сейсмического воздействия, представленных в 2.1(1)P и 2.2.1(1)P – для требования по предотвращению разрушения (критическое предельное состояние – расчетное сейсмическое воздействие) и для требования по ограничению ущерба.

(3)P Горизонтальное сейсмическое воздействие описывается двумя ортогональными компонентами, считающимися независимыми и описанными одинаковыми спектрами реакций.

(4) Для трех компонент сейсмического воздействия, в зависимости от сейсмического источника и магнитуды землетрясения, может быть принята одна или больше альтернативных форм спектра реакций.

**ПРИМЕЧАНИЕ 1** Формы спектров упругих реакций, используемые в стране или ее части, можно найти в Национальном Приложении.

**ПРИМЕЧАНИЕ 2** При выборе надлежащей формы спектра необходимо учитывать магнитуды землетрясений, представляющих наибольшую сейсмическую опасность. Степень сейсмической опасности должна определяться в вероятностной постановке, а не в виде консервативного верхнего предела (например, в виде Максимального Возможного Землетрясения).

(5) Если землетрясения, воздействующие на площадку, генерируются значительно отличающимися источниками, для адекватного представления расчетного сейсмического воздействия должна рассматриваться возможность использования более одной формы спектра. При этом каждому типу землетрясения и спектра, обычно, соответствуют разные значения  $a_g$ .

(6) Для ответственных сооружений ( $\gamma_1 > 1,0$ ) необходимо принимать во внимание топографические эффекты усиления.

ПРИМЕЧАНИЕ Информация о топографических эффектах усиления приведена в EN 1998-5: 2004 (Приложение А).

(7) В расчетах сооружений могут быть использованы записи движения грунтов при землетрясении в функции времени (см. 3.2.3).

(8) Для некоторых типов сооружений может потребоваться учет движения грунта во времени и в пространстве (см. EN 1998-2, EN 1998-4 и EN 1998-6).

### 3.2.2.2 Спектр упругих реакций для горизонтальных компонент сейсмического воздействия

(1)Р Для горизонтальных компонент сейсмического воздействия спектр упругих реакций  $S_e(T)$  определяется следующими Выражениями (см. Рисунок 3.1):

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right], \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5, \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right], \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ с}: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right], \quad (3.5)$$

где

$S_e(T)$  – спектр упругих реакций;

$T$  – период колебаний линейной системы с одной степенью свободы;

$a_g$  – расчетное ускорение грунта типа А ( $a_g = \gamma_1 a_{gR}$ );

$T_B$  – минимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений;

$T_C$  – максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений;

$T_D$  – значение периода, определяющее начало диапазона постоянных перемещений на спектре реакций в перемещениях;

$S$  – коэффициент характеризующий сейсмические свойства грунта;

$\eta$  – коэффициент коррекции за демпфирование с референтным значением  $\eta = 1$  для 5 % вязкого демпфирования, см. (3) этого подраздела.

(2)Р Значения периодов  $T_B$ ,  $T_C$  и  $T_D$  и коэффициент грунтовых условий  $S$ , описывающие форму спектра упругих реакций, зависят от типа грунтовых условий.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значения  $T_B$ ,  $T_C$  и  $T_D$  и  $S$  для каждого типа грунтовых условий и типа спектра могут быть найдены в Национальном Приложении конкретной страны. Если глубинная геология не принята во внимание (см. 3.1.2(1)), то рекомендуется использовать два типа спектра: Тип 1 и Тип 2. Если землетрясения, создающие наибольшую сейсмическую опасность,

определенные для площадки в целях вероятностной оценки опасности, имеют магнитуду поверхностных волн  $M_s$  не больше чем 5,5, то рекомендуется принять спектр Типа 2. Для пяти типов грунта А, В, С, D и E рекомендованные значения параметров  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  и  $T_D$  даны в Таблице 3.2 для спектра Типа 1 и в Таблице 3.3 для спектра Типа 2. Рисунок 3.2 и Рисунок 3.3 иллюстрируют формы рекомендованных спектров Типа 1 и Типа 2 соответственно, нормализованных по  $a_g$  для 5 % демпфирования. Отличающийся от рекомендованного спектр может быть найден в Национальном Приложении, если принята во внимание глубинная геология.

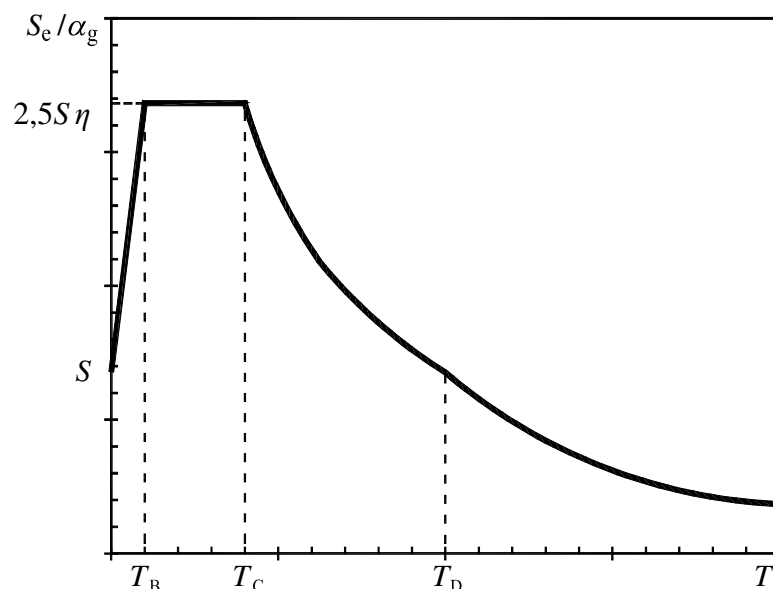


Рисунок 3.1 – Форма спектра упругих реакций

Таблица 3.2 – Значения параметров, описывающих рекомендованный  
Тип 1 спектра упругих реакций

Типы грунтовых условий	$S$	$T_B$ , с	$T_C$ , с	$T_D$ , с
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Таблица 3.3 – Значения параметров, описывающих рекомендованный  
Тип 2 спектра упругих реакций

Типы грунтовых условий	$S$	$T_B$ , с	$T_C$ , с	$T_D$ , с
A	1,0	0,05	0,25	1,2

B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

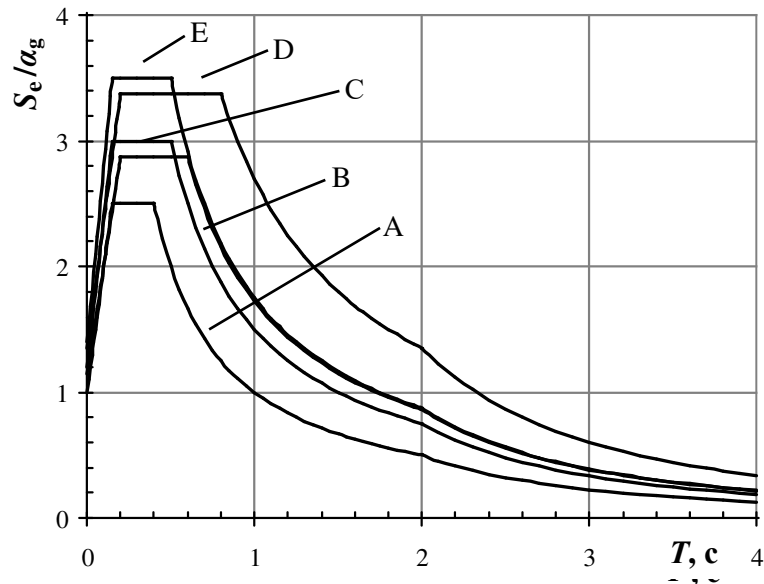


Рисунок 3.2 – Рекомендованный Тип 1 спектра упругих реакций для грунтовых условий типов А – Е (демпфирование 5 %)

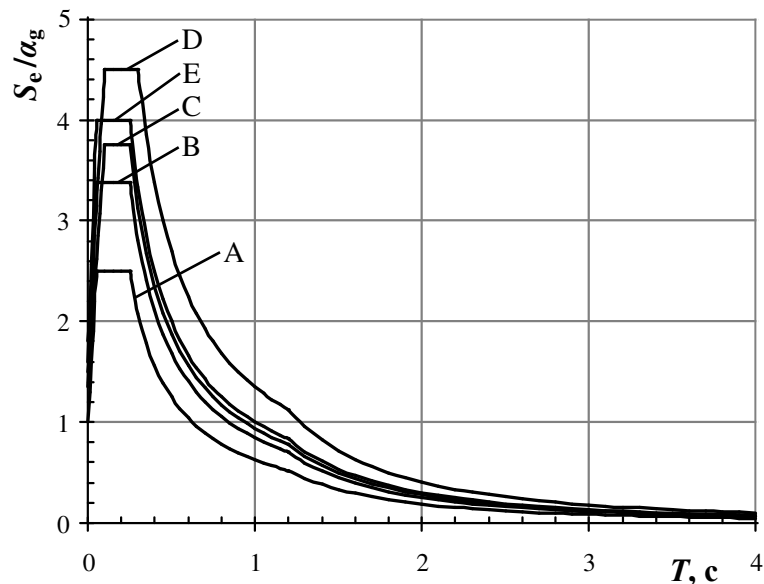


Рисунок 3.3 – Рекомендованный Типа 2 спектра упругих реакций для грунтовых условий типов А – Е (демпфирование 5 %)

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Определение соответствующих значений  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  и  $T_D$  для грунтовых условий типа  $S_1$  и  $S_2$  должно быть выполнено на основании соответствующих исследований.

(3) Значение коэффициента коррекции за демпфирование  $\eta$  может быть определено из Выражения:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55, \quad (3.6)$$

где  $\xi$  – коэффициент вязкого демпфирования, выраженный в процентах.

(4) Если для особых случаев необходимо использовать коэффициент вязкого демпфирования, отличный от 5 %, то его значение приводится в соответствующей Части EN 1998.

(5)Р Спектр упругих реакций в перемещениях  $S_{De}(T)$  может быть получен путем прямого преобразования спектра упругих реакций в ускорениях  $S_e(T)$  с помощью следующего Выражения:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[ \frac{T}{2\pi} \right]^2. \quad (3.7)$$

(6) Выражение (3.7), как правило, следует применять для сооружений с периодами колебаний не превышающими 4,0 с. Для сооружений с периодами колебаний более 4,0 с необходимо более полное определение спектра упругих реакций в перемещениях.

ПРИМЕЧАНИЕ Для спектра упругих реакций Типа 1, на который даны ссылки в 3.2.2.2(2)Р (Примечании 1), такое определение приведено в информационном Приложении А в виде спектра реакций в перемещениях. Для периодов более 4,0 с спектр упругих реакций в ускорениях может быть выведен из спектра упругих реакций в перемещениях путем инвертирования Выражения (3.7).

### 3.2.2.3 Спектр упругих реакций для вертикальной компоненты сейсмического воздействия

(1)Р Вертикальная компонента сейсмического воздействия должна быть представлена спектром упругих реакций  $S_{ve}(T)$ , определяемым с использованием Выражений (3.8) – (3.11):

$$0 \leq T \leq T_B: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right], \quad (3.8)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0, \quad (3.9)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C}{T} \right], \quad (3.10)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ с}: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T} \right]. \quad (3.11)$$

ПРИМЕЧАНИЕ Значения  $T_B$ ,  $T_C$  и  $T_D$  и  $a_{vg}$  для каждого типа (формы) спектра вертикальной компоненты сейсмического воздействия могут быть найдены в Национальном Приложении конкретной страны.

Рекомендуется использовать два типа спектров вертикальной компоненты сейсмического воздействия: Тип 1 и Тип 2. Так же как и для спектров, определяющих горизонтальные



компоненты сейсмического воздействия, рекомендуется применять спектр Типа 2, если землетрясения, представляющие наибольшую опасность, определяемую для площадки на основе вероятностной оценки, имеют магнитуду поверхностных волн не более 5,5.

Для пяти типов грунтовых условий А, В, С, D и Е рекомендованные значения параметров, описывающих спектр вертикальных компонент сейсмического воздействия, даны в Таблице 3.4. Эти рекомендованные значения не применимы для особых типов грунтовых условий  $S_1$  и  $S_2$ .

**Таблица 3.4 – Рекомендуемые значения параметров, описывающих спектр упругих реакций для вертикальной компоненты сейсмического воздействия**

Спектр	$a_{vg}/a_g$	$T_B$ , с	$T_C$ , с	$T_D$ , с
Тип 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Тип 2	0,45	0,05	0,15	1,0

### 3.2.2.4 Расчетное перемещение грунта

(1) Если специальные исследования, основанные на доступной информации, не показывают иное, то расчетное перемещение грунта  $d_g$ , соответствующее расчетному ускорению грунта, может быть оценено посредством следующего Выражения:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D, \quad (3.12)$$

при  $a_g$ ,  $S$ ,  $T_C$  и  $T_D$ , определенных в 3.2.2.2.

### 3.2.2.5 Расчетный спектр для упругого анализа

(1) Способность конструктивных систем противостоять сейсмическим воздействиям в области нелинейного деформирования, как правило, допускает возможность их проектирования на сейсмические нагрузки меньшие, чем определенные в предположении линейно-упругой реакции.

(2) Сооружения обладают способностью диссипировать энергию сейсмических колебаний за счет нелинейного поведения их элементов и/или иных механизмов. Эта способность позволяет избежать выполнения явного нелинейного анализа при проектировании, выполнив упругий расчет, основанный на спектре реакций, значения ординат которого уменьшены относительно значений ординат спектра упругих реакций. Спектр реакций с уменьшенными значениями ординат именуется в дальнейшем «расчетный спектр». Уменьшение спектра упругих реакций достигается посредством коэффициента поведения  $q$ .

(3)Р Коэффициент поведения  $q$  представляет собой приближенное значение соотношения сейсмических нагрузок, которые воздействовали бы на сооружение при его полностью упругой реакции и вязком демпфировании 5 %, к сейсмическим нагрузкам, которые могут использоваться при проектировании сооружения на основе обычной модели упругого расчета, обеспечивающей удовлетворительную реакцию сооружения. Значения коэффициента поведения  $q$ , которые также учитывают влияние вязкого

демпфирования, отличающегося от 5 %, приведены в разных Частях EN 1998 для разных материалов и конструктивных систем согласно соответствующим классам пластичности. Значение коэффициента поведения  $q$  может быть различным для разных горизонтальных направлений сооружения, но класс пластичности должен быть одинаковым во всех направлениях.

(4)Р Для горизонтальных компонент сейсмического воздействия расчетный спектр  $S_d(T)$  определяется следующими Выражениями:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}, \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}, \quad (3.15)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}, \quad (3.16)$$

где

$a_g, S, T_C$  и  $T_D$  – определены в 3.2.2.2;

$S_d(T)$  – расчетный спектр;

$q$  – коэффициент поведения;

$\beta$  – показатель нижней границы расчетного спектра для горизонтальных компонент.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Значение  $\beta$  для применения в конкретной стране можно найти в Национальном Приложении. Рекомендованное значение  $\beta = 0,2$ .

(5) Для вертикальной компоненты сейсмического воздействия расчетный спектр задается Выражениями (3.13) – (3.16) при замене  $a_g$  на расчетное ускорение грунта в вертикальном направлении  $a_{vg}$ , параметр  $S$  принимается равным 1,0, а остальные параметры – как определено в 3.2.2.3.

(6) Для вертикальной компоненты сейсмического воздействия коэффициент поведения  $q$ , как правило, принимается не более 1,5 для всех материалов и конструктивных систем.

(7) Значения  $q$ , принятые для вертикального направления более 1,5, должны быть обоснованы соответствующим анализом.

(8)Р Расчетный спектр, представленный выше, не является достаточным для проектирования сооружений с сейсмоизолирующим фундаментом или с системами диссипации энергии.

### **3.2.3 Альтернативные представления сейсмического воздействия**

### 3.2.3.1 Представление воздействия в виде записей движений грунта во времени

#### 3.2.3.1.1 Общие сведения

(1)Р Сейсмические воздействия могут быть представлены в виде зависимостей, характеризующих сейсмические движения грунтов во времени в ускорениях и в связанных с ними величинах (скоростях и перемещениях).

(2)Р Если принята пространственная расчетная модель сооружения, то сейсмическое движение грунта должно быть представлено тремя одновременно действующими акселерограммами. Одинаковые акселерограммы не должны применяться одновременно для двух горизонтальных направлений. Упрощения возможны в соответствии с Частями EN 1998, имеющими к этому отношение.

(3) В зависимости от специфики применения и фактически имеющейся информации описание сейсмического воздействия может быть выполнено с использованием искусственных акселерограмм (см. 3.2.3.1.2), а также инструментальных или синтезированных акселерограмм (см. 3.2.3.1.3).

#### 3.2.3.1.2 Искусственные акселерограммы

(1)Р Искусственные акселерограммы должны быть сгенерированы таким образом, чтобы соответствовать спектрам упругих реакций, приведенным в 3.2.2.2 и 3.2.2.3 для 5 % вязкого демпфирования ( $\zeta = 5 \%$ ).

(2)Р Длительность акселерограмм должна соответствовать магнитуде и иными особенностям сейсмического события, влияющим на значение  $a_g$ .

(3) Если данные об особенностях площадки отсутствуют, то минимальная продолжительность  $T_s$  установившейся части акселерограмм должна быть равна 10 с.

(4) Комплект искусственных акселерограмм должен удовлетворять следующим положениям:

- а) должен содержать как минимум три акселерограммы;
- б) среднее значение спектральных ускорений на нулевом периоде (вычисленное по отдельным акселерограммам) не должно быть меньше, чем значение  $a_g \cdot S$  для рассматриваемой площадки;
- в) в диапазоне периодов  $0,2T_1 - 2T_1$ , где  $T_1$  – основной период колебаний сооружения в направлении, для которого будет применяться акселерограмма, ни одно значение среднего спектра упругих реакций, вычисленного по всем акселерограммам при демпфировании 5 %, не должно быть меньше 90 % соответствующего значения спектра упругой реакции для демпфирования 5 %.

#### 3.2.3.1.3 Инструментальные или синтезированные акселерограммы

(1)Р Инструментальные акселерограммы или акселерограммы, синтезированные посредством физического моделирования механизма сейсмогенного источника и путей распространения сейсмических волн, могут быть применены при условии, что эти акселерограммы соответствующим образом нормированы по отношению к особенностям

сейсмогенных источников и грунтовых условий, характерным для площадки рассматриваемой зоны, а их значения приведены к значению  $a_g \cdot S$ .

(2)Р При анализе усиления сейсмических воздействий в зависимости от грунтовых условий и при проверках динамической устойчивости склонов следует пользоваться положениями EN 1998-5:2004 (2.2).

(3) Используемый комплект инструментальных или синтезированных акселерограмм должен соответствовать 3.2.3.1.2(4).

### **3.2.3.2 Пространственная модель сейсмического воздействия**

(1)Р Для расчета сооружений с особыми характеристиками, для которых нельзя обоснованно предположить одинаковое сейсмическое возмущение во всех опорных точках, необходимо использовать пространственные модели сейсмического воздействия (см. 3.2.2.1(8)).

(2)Р Указанные пространственные модели должны согласовываться со спектром упругих реакций, использованным для базового определения сейсмического воздействия согласно 3.2.2.2 и 3.2.2.3.

### **3.2.4 Комбинации сейсмических воздействий с другими воздействиями**

(1)Р Расчетное значение  $E_d$  эффектов воздействий в сейсмической расчетной ситуации определяется в соответствии с EN 1990:2002 (6.4.3.4).

(2)Р Инерционные эффекты расчетных сейсмических воздействий должны быть проанализированы с учетом наличия масс, связанных со всеми гравитационными нагрузками, входящими в следующие комбинации воздействий:

$$\Sigma G_{k,j} \text{ "+" } \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (3.17)$$

где  $\psi_{E,i}$  – коэффициент комбинирования для переменного воздействия  $i$  (см. 4.2.4).

(3) Коэффициенты комбинирования  $\psi_{E,i}$  учитывают вероятность того, что нагрузки  $Q_{k,i}$  не полностью присутствуют в сооружении во время землетрясения. Эти коэффициенты могут также учитывать уменьшенное участие масс в движении сооружения из-за нежестких связей между ними.

(4) Значения  $\psi_{2,i}$  приведены в EN 1990:2002, а значения  $\psi_{E,i}$  для зданий или других типов сооружений даны в соответствующих Частях EN 1998.

## **4 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ**

### **4.1 Общие сведения**

#### **4.1.1 Область применения**

(1)Р Раздел 4 содержит общие требования к проектированию зданий с учетом сейсмических воздействий и должен применяться совместно с Разделами 2, 3 и 5 – 9.

(2) Разделы 5 – 9 содержат особые требования для разных материалов и элементов, используемых в строительстве.

(3) Указания для зданий с сейсмоизолирующими фундаментами приведены в Разделе 10.

### **4.2 Характерные особенности сейсмостойких зданий**

#### **4.2.1 Основные принципы концептуального проектирования**

(1)Р Фактор сейсмической опасности следует принимать во внимание на ранних этапах концептуального проектирования зданий в сейсмических зонах. Это позволит разрабатывать конструктивные системы, которые при приемлемых затратах будут соответствовать основным требованиям, указанным в 2.1.

(2) Основные принципы концептуального проектирования:

- простота конструктивной системы;
- однородность, симметричность и избыточность;
- сопротивляемость и жесткость в двух горизонтальных направлениях;
- сопротивляемость и жесткость на кручение;
- жесткость междуэтажных перекрытий;
- фундамент, соответствующий параметрам сооружения.

Данные принципы изложены подробнее в нижеприведенных подразделах.

##### **4.2.1.1 Простота конструктивной системы**

(1) Простота конструктивной системы, характеризующаяся наличием ясных и предсказуемых путей передачи сейсмических нагрузок, является важной целью, к которой следует стремиться при проектировании. Моделирование, расчет, задание размеров, конструирование и строительство простых конструктивных систем связаны с меньшей неопределенностью, следовательно прогнозирование их поведения более надежно.

##### **4.2.1.2 Однородность, симметричность и избыточность**

(1) Однородность здания в плане характеризуется равномерным расположением конструктивных элементов, обеспечивающим прямую и короткую передачу инерционных сил, возникающих в распределенных массах здания. При необходимости однородность здания в плане может быть достигнута путем его разделения антисейсмическими швами

на динамически независимые отсеки. Антисейсмические швы в соответствии с 4.4.2.7 не должны допускать соударений смежных отсеков.

(2) Однородность конструкций по высоте здания также важна, поскольку она способствует предотвращению появления уязвимых зон, в которых концентрации напряжений или большие пластические деформации материала могут стать причиной преждевременного разрушения.

(3) Близкие закономерности в распределениях масс, сопротивляемостей и жесткостей устраняют значительные величины эксцентриситетов между центрами масс и жесткостей.

(4) Если конфигурация здания является симметричной или квазисимметричной, то для достижения однородности целесообразно принимать симметричное и равномерное распределение элементов в плане.

(5) Равномерное распределение элементов сооружения повышает резервы прочности (избыточность), а также обеспечивает более благоприятное перераспределение эффектов воздействий и диссипацию энергии по всему сооружению.

#### **4.2.1.3 Сопротивляемость и жесткость в двух направлениях**

(1)Р Горизонтальные сейсмические колебания являются двунаправленными в плане и следовательно конструкция здания должна быть способна противостоять горизонтальным воздействиям в любом направлении.

(2) Для выполнения (1)Р, конструктивные элементы должны быть ориентированы в ортогональных направлениях в плане здания, обеспечивая близкие сопротивляемости и жесткости в обоих главных направлениях.

(3) При выборе характеристик жесткости сооружения, помимо стремления минимизировать эффекты сейсмического воздействия (исходя из специфических особенностей площадки), следует принимать во внимание необходимость ограничения его чрезмерных перемещений, способных привести к неустойчивости сооружения вследствие эффектов второго рода либо к его чрезмерным повреждениям.

#### **4.2.1.4 Сопротивляемость и жесткость на кручение**

(1) Помимо сопротивляемости и жесткости в поперечных направлениях, сооружения должны обладать адекватными сопротивляемостью и жесткостью на кручение, способными ограничить крутильные колебания, которые, как правило, увеличивают неравномерность нагружения разных конструктивных элементов. В этом отношении компоновки, в которых основные элементы, воспринимающие сейсмическое воздействие, размещены близко к периметру здания, обладают явным преимуществом.

#### **4.2.1.5 Диафрагмальное поведение междуэтажных перекрытий**

(1) Междуэтажные перекрытия (включая покрытия) оказывают большое влияние на поведение сооружений при сейсмических воздействиях. Они выступают в качестве горизонтальных диафрагм жесткости, которые собирают и передают инерционные силы

на вертикальные конструкции и обеспечивают их совместное сопротивление горизонтальным сейсмическим воздействиям. Работа перекрытий как диафрагм жесткости особенно важна в случаях сложной и неоднородной компоновки вертикальных конструкций в плане, или в случаях использования конструкций с различными характеристиками горизонтальной жесткости (например, в двойных или смешанных конструктивных системах).

(2) Системы перекрытий и покрытий должны иметь горизонтальную жесткость в своей плоскости, сопротивляемость и эффективную связь с вертикальными конструкциями. Особое внимание следует уделять перекрытиям в сооружениях с некомпактными или с очень большими вытянутыми в плане формами, а также с проемами в плане, особенно если последние расположены в близости от основных вертикальных конструктивных элементов, что затрудняет эффективную связь между вертикальными и горизонтальными конструкциями.

(3) Горизонтальные диафрагмы должны обладать жесткостью в своей плоскости, достаточной для передачи горизонтальных инерционных сил вертикальным конструкциям в соответствии с результатами расчета (например, жесткость диафрагм, см. 4.3.1(4)). Особое значение это имеет в тех случаях, когда вертикальные элементы, расположенные выше или ниже горизонтальных диафрагм, имеют существенно разные жесткости или взаимно смещены.

#### **4.2.1.6 Фундамент, соответствующий параметрам сооружения**

(1) Расчет и конструирование фундаментов и их соединений с надфундаментным строением должны гарантировать, что все здание будет подвержено синхронному сейсмическому возмущению.

(2) Для сооружений, состоящих из отдельных несущих стен, отличающихся по ширине и жесткости, в общем случае, следует выбирать жесткий фундамент коробчатого или кесонного типа, содержащий фундаментную плиту и плиту покрытия.

(3) Отдельно расположенные элементы фундаментов (столбчатые или свайные) рекомендуется объединять фундаментными плитами или балками, расположенными между этими элементами в обоих главных направлениях и подпадающими под критерии и правила EN 1998-5: 2004 (см. 5.4.1.2).

#### **4.2.2 Первичные и вторичные элементы сооружения**

(1) Определенное количество элементов конструктивных систем (например, балок и/или колонн) можно рассматривать как "вторичные" элементы, не являющиеся частью конструктивной системы, обеспечивающей восприятие сейсмических воздействий. Прочностью и жесткостью этих элементов при расчетах на сейсмические воздействия можно пренебречь и они могут не отвечать требованиям Разделов 5 – 9. Тем не менее, эти элементы и их соединения должны быть рассчитаны и сконструированы таким образом, чтобы они были способны выдерживать гравитационные нагрузки при смещениях, вызванных самыми неблагоприятными расчетными сейсмическими воздействиями. При

проектировании этих элементов следует должным образом учитывать эффекты второго рода (Р-Δ эффекты).

(2) Разделы 5 – 9 содержат в дополнение к EN 1992, EN 1993, EN 1994, EN 1995 и EN 1996 правила расчета и конструирования вторичных элементов.

(3) Все конструктивные элементы сооружения, не выделенные в качестве вторичных элементов, следует рассматривать как первичные элементы. Они являются частью конструктивной системы сопротивляющейся горизонтальным нагрузкам и должны моделироваться при расчете сооружения в соответствии с 4.3.1. Расчет и конструирование первичных элементов, сопротивляющихся сейсмическим воздействиям, следует осуществлять в соответствии с требованиями Разделов 5 – 9.

(4) Общая горизонтальная жесткость всех вторичных элементов не должна превышать 15 % от общей горизонтальной жесткости всех первичных элементов.

(5) Назначение некоторых конструктивных элементов сооружения вторичными элементами не позволяет изменять классификацию сооружения с нерегулярной на регулярную, соответствующую описанию в 4.2.3.

### **4.2.3 Критерии регулярности сооружения**

#### **4.2.3.1 Общие сведения**

(1)Р Сооружения, проектируемые для строительства в сейсмических зонах, классифицируются на регулярные и нерегулярные.

**ПРИМЕЧАНИЕ** В сооружениях, состоящих из более одного динамически независимого отсека, классификация и соответствующие критерии, приведенные в 4.2.3, относятся к этим динамически независимым отсекам. Для таких сооружений в 4.2.3 под термином «здание» подразумевается «отдельный динамически независимый отсек».

(2) Различия между регулярными и нерегулярными сооружениями имеют значение для аспектов проектирования, связанных с выбором:

- расчетной модели сооружения, которая в зависимости от классификации сооружения может быть представлена в упрощенном плоском виде или в пространственном виде;
- методики определения расчетных сейсмических нагрузок, которая может основываться на упрощенном анализе спектра реакций (методом поперечных сил) или на модальном анализе;
- значения коэффициента поведения  $q$ , который должен быть уменьшен для нерегулярных по высоте зданий (см. 4.2.3.3).

(3)Р При расчете и проектировании сооружений показатели их регулярности в плане и по высоте рассматриваются независимо (Таблица 4.1).

(4) Критерии, характеризующие регулярность сооружений в плане и по высоте, даны в 4.2.3.2 и 4.2.3.3. Правила, касающиеся моделирования и расчета, даны в 4.3.

(5)Р Критерии регулярности, приведенные в 4.2.3.2 и 4.2.3.3, должны восприниматься как необходимые условия. Должно быть проверено, что принятая



регулярность сооружения не ухудшается другими характеристиками, не включенными в эти критерии.

(6) Референтные значения коэффициента поведения приводятся в Разделах 5 – 9.

(7) Для нерегулярных по высоте зданий, значения коэффициента поведения определяются как референтные значения, умноженные на 0,8.

**Таблица 4.1 – Влияние конструктивной регулярности на анализ и расчет сооружений**

Регулярность		Разрешенное упрощение		Коэффициент поведения
в плане	по высоте	Расчетная модель	Линейно-упругий анализ	(для линейного анализа)
Да	Да	Плоская	Поперечная сила <sup>a)</sup>	Референтное значение
Да	Нет	Плоская	Модальный анализ	Уменьшенное значение
Нет	Да	Пространственная <sup>b)</sup>	Поперечная сила <sup>a)</sup>	Референтное значение
Нет	Нет	Пространственная	Модальный анализ	Уменьшенное значение
<sup>a)</sup> Если условие 4.3.3.2.1(2)а также выполняется. <sup>b)</sup> При особых условиях, оговоренных в 4.3.3.1(8), независимая плоская модель может быть использована в каждом горизонтальном направлении в соответствии с 4.3.3.1(8).				

#### 4.2.3.2 Критерии регулярности в плане

(1)Р Для здания, классифицированного как регулярное в плане, должны выполняться все требования, перечисленные в нижеследующих пунктах.

(2) Распределение масс и горизонтальных жесткостей в конструктивной системе здания должно быть приблизительно симметричным в плане по отношению к двум ортогональным осям.

(3) Конфигурация здания в плане должна быть компактной, т.е. каждый этаж должен быть ограничен линией, образующей выпуклый многоугольник. Если в плане имеются уступы (входящие углы или углубления краев), условие регулярности в плане можно считать выполненным, если эти уступы не влияют на жесткость перекрытия в плане и для каждого уступа площадь между контуром перекрытия и выпуклым многоугольником, огибающим перекрытие, не превышает 5 % площади перекрытия.

(4) Жесткость перекрытий в плане должна быть достаточно велика по сравнению с горизонтальной жесткостью вертикальных конструктивных элементов. Деформации перекрытия должны мало влиять на распределение сил между вертикальными элементами конструктивной системы. В этом отношении особое внимание следует уделять сооружениям с L, C, H, I и X-образными формами плане, у которых горизонтальные жесткости боковых ветвей должны быть сопоставимы с жесткостью центральной части, а перекрытия должны являться жесткими горизонтальными диафрагмами. Положения этого пункта следует учитывать при анализе общего поведения здания.

(5) Гибкость здания в плане  $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$  должна быть не более, чем 4, где  $L_{\max}$  и  $L_{\min}$  соответственно больший и меньший размер здания в плане в ортогональных направлениях.

(6) Для каждого уровня сооружения и для каждого направления расчета по осям  $x$  и  $y$  эксцентриситет  $e_o$  и радиус кручения  $r$  должны удовлетворять двум указанным ниже условиям, выраженным для расчета по направлению  $y$ :

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x, \quad (4.1a)$$

$$r_x \geq l_s, \quad (4.1b)$$

где

$e_{ox}$  – расстояние между центром жесткости и центром массы по направлению  $x$ , являющееся нормалью к рассматриваемому направлению;

$r_x$  – корень квадратный из соотношения крутильной жесткости к поперечной жесткости в направлении  $y$  («радиус кручения»);

$l_s$  – радиус инерции массы этажа в плане (корень квадратный из соотношения (а) полярного момента инерции массы этажа в плане относительно центра масс этажа к (b) массе этажа).

Правила определения центра жесткости и радиуса кручения  $r$  приведены в (7) – (9) данного подраздела.

(7) В одноэтажных зданиях центр жесткости определяется как центр горизонтальной жесткости всех первичных элементов. Радиус кручения  $r$  определяется как корень квадратный из отношения общей жесткости на кручение относительно центра горизонтальной жесткости к общей горизонтальной жесткости в одном направлении, вычисленной с учетом всех первичных элементов в этом направлении.

(8) В многоэтажных зданиях возможно лишь приближенное определение положения центра жесткости и радиуса кручения. Упрощенное определение, для классификации конструктивной регулярности в плане и для приближенной оценки эффектов кручения, возможно, если выполняются два следующих условия:

а) все конструкции, сопротивляющиеся сейсмическим нагрузкам, такие как ядра жесткости, стены или каркасы, должны быть непрерывными от фундамента до верха здания;

б) при горизонтальных нагрузках формы деформирования отдельных вертикальных конструкций здания различаются незначительно. Это условие может соблюдаться в случае рамных и стеновых систем. Для двойных систем это условие, как правило, не соблюдается.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Национальное Приложение может включать ссылку на документы, в которых могут быть даны методы определения центра жесткости и радиуса кручения в многоэтажных зданиях, если удовлетворяются или не удовлетворяются условия (а) и (б) пункта (8).

(9) В каркасах и системах с узкими стенами, в которых преобладают изгибные деформации, положение центров жесткостей и радиуса кручения всех этажей могут быть вычислены с учетом моментов инерции поперечных сечений вертикальных элементов. Если в дополнение к изгибным деформациям имеют место также значительные деформации сдвига, то их можно учесть путем назначения эквивалентного момента инерции поперечного сечения.

#### 4.2.3.3 Критерии регулярности по высоте

(1)Р Здание, классифицированное как регулярное по высоте, должно удовлетворять всем условиям, перечисленным в следующих пунктах.

(2) Все конструкции, воспринимающие горизонтальные нагрузки, такие, как ядра жесткости, несущие стены или каркасы, должны быть непрерывными от фундамента до верха здания или, если на разных отметках по высоте присутствуют уступы, до верха соответствующей зоны здания.

(3) Горизонтальные жесткости и массы отдельных этажей должны оставаться постоянными или постепенно уменьшаться без резких изменений от основания к верху здания.

(4) В каркасных зданиях отношение фактического сопротивления этажа к сопротивлению, требуемому по расчету, не должно иметь больших различий между смежными этажами. В связи с этим в 4.3.6.3.2 изложены специальные требования к каркасам, заполненным каменной кладкой.

(5) Если в здании имеются уступы, то необходимо соблюдать следующие дополнительные условия:

а) для последовательно расположенных уступов, сохраняющих осевую симметрию, уступ на любом этаже должен быть не более чем 20 % от предыдущего размера в плане в направлении уступа (см. Рисунок 4.1 а) и Рисунок 4.1 б));

б) для единичного уступа в пределах менее 15 % от общей высоты основной конструктивной системы, уступ должен быть не более 50 % предыдущего размера в плане (см. Рисунок 4.1 с)). В этом случае конструкция базовой зоны в пределах вертикальной проекции периметра верхних этажей должна проектироваться так, чтобы воспринимать, по крайней мере, 75 % горизонтальных поперечных сил, которые будут развиваться в этой зоне в аналогичном здании, но без увеличенной базы;

с) если уступы не сохраняют симметрию, то на каждой внешней стороне сумма уступов на всех этажах не должна превышать 30 % от размера в плане нижнего этажа над фундаментом или над верхом жесткой подземной части, а отдельные уступы не должны быть более 10 % от предыдущего размера здания в плане (см. Рисунок 4.1 d)).

#### 4.2.4 Коэффициенты комбинаций для переменных воздействий

(1)Р Коэффициенты комбинаций  $\psi_{2i}$  (для квазипостоянного значения переменного воздействия  $q_i$ ), принимаемые при проектировании зданий (см. 3.2.4), приведены в EN 1990:2002 (Приложение A1).

(2)Р Коэффициенты комбинаций  $\psi_{Ei}$ , принятые в 3.2.4(2)Р для вычисления эффектов сейсмических воздействий, рассчитываются с использованием следующего Выражения:

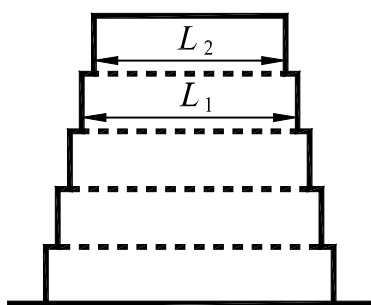
$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i}. \quad (4.2)$$

ПРИМЕЧАНИЕ Величины  $\varphi$ , назначаемые для применения в стране, могут быть найдены в ее Национальном Приложении. Рекомендованные величины  $\varphi$  указаны в Таблице 4.2.

**Таблица 4.2 – Величины  $\varphi$  для вычисления  $\psi_{Ei}$**

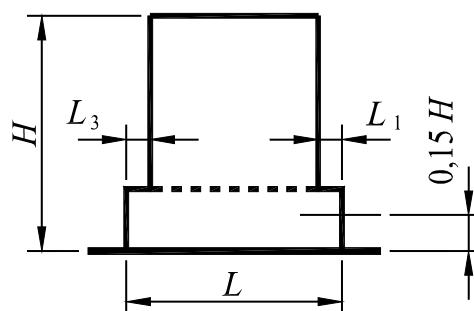
Тип переменного воздействия	Этаж	$\varphi$
Категории А – С*	Крыша	1,0
	Этажи с взаимосвязанными заселениями (с коррелированной нагрузкой от людей)	0,8
	Независимо заселенные этажи	0,5
Категория D – F* и архивы		1,0
* Категории, согласно определениям, приведенным в EN 1991-1-1:2002.		

а)



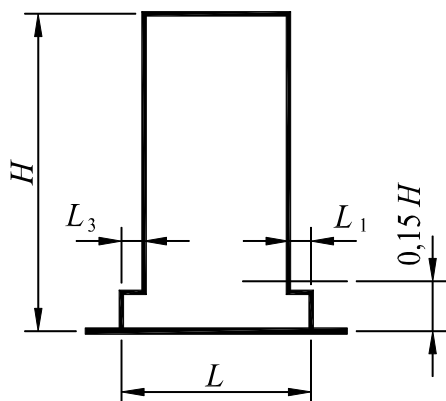
Критерий для а):  $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$

б) (имеющийся уступ более 0,15H)



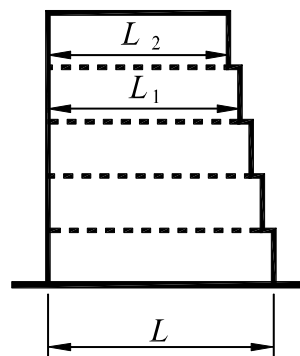
Критерий для б):  $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$

с) (имеющийся уступ менее 0,15H)



Критерий для с):  $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$

д)



Критерий для д):  $\frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$$

Рисунок 4.1 – Критерии регулярности для зданий с уступами

#### 4.2.5 Классы ответственности и коэффициенты ответственности

(1)Р Здания классифицируются по четырем классам ответственности в зависимости от опасности последствий их разрушения для безопасности людей, от их важности для

общественной безопасности и гражданской защиты в период непосредственно после землетрясения, а также от социальных и экономических последствий разрушения.

(2)Р Классы ответственности характеризуются в соответствии с 2.1(3) разными коэффициентами ответственности  $\gamma_I$ .

(3) Коэффициент ответственности  $\gamma_I = 1,0$  соответствует сейсмическому событию, имеющему период повторяемости, указанный в 3.2.1(3).

(4) Определения классов ответственности даны в Таблице 4.3.

**Таблица 4.3 – Классы ответственности зданий**

<b>Классы ответственности</b>	<b>Здания</b>
<b>I</b>	Здания второстепенной важности для общественной безопасности, например, сельскохозяйственные здания и т.д.
<b>II</b>	Обычные здания, не принадлежащие к другим категориям.
<b>III</b>	Здания, сейсмическое сопротивление которых важно с точки зрения последствий, связанных с разрушением, например, школы, залы заседаний, культурные заведения и т.д.
<b>IV</b>	Здания, целостность которых во время землетрясения жизненно важна для гражданской защиты, например, больницы, пожарные депо, электростанции и т.д.
<b>ПРИМЕЧАНИЕ</b> Классы ответственности I, II и III или IV приблизительно отвечают последствиям классов СС1, СС2 и СС3, соответственно, определенным в EN 1990:2002 (Приложение В).	

(5)Р Значение  $\gamma_I$  для класса ответственности II по определению равно 1,0.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Установленные значения  $\gamma_I$  для использования в стране могут быть обоснованы в Национальном Приложении. Значения  $\gamma_I$  могут различаться для разных сейсмических зон страны в зависимости от условий сейсмической опасности и соображений общественной безопасности (см. Примечание к 2.1(4)). Рекомендованные значения  $\gamma_I$  для классов ответственности I, III и IV равны 0,8; 1,2 и 1,4 соответственно.

(6) Для зданий, содержащих опасное оборудование или материалы, коэффициент ответственности должен быть установлен в соответствии с критериями, принятыми в EN 1998-4.

## **4.3 Расчет сооружений**

### **4.3.1 Моделирование**

(1)Р Модель здания должна адекватно отображать распределение жесткостей и масс, с тем чтобы все значимые формы деформирования и силы инерции учитывались при

рассматриваемом сейсмическом воздействии. В случае нелинейного расчета модель, наряду с перечисленным, должна адекватно отображать распределение прочности.

(2) Модель должна учитывать влияние зон стыковых соединений на деформативность здания, например, концевых зон балок или колонн в конструктивных системах каркасного типа. Следует учитывать неконструктивные элементы, способные повлиять на реакцию первичной конструкции.

(3) В общем случае сооружение можно представить в виде совокупности множества вертикальных конструкций, объединенных горизонтальными диафрагмами и воспринимающих вертикальную и горизонтальную нагрузки.

(4) В тех случаях, когда перекрытия здания можно рассматривать как жесткие в своих плоскостях диафрагмы, массы и моменты инерции каждого этажа могут быть сосредоточены в центре тяжести.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Перекрытие рассматривается как жесткая диафрагма, если при расчетах на сейсмическое воздействие, выполненных с учетом его реальной податливости, полученные перемещения перекрытия нигде не превышают более чем на 10 % значения, полученные в предположении его абсолютной жесткости.

(5) Для зданий, соответствующих критерию регулярности в плане (см. 4.2.3.2) или условиям, указанным в 4.3.3.1(8), расчет может быть выполнен с применением двух плоских моделей, по одной для каждого основного направления.

(6) В бетонных зданиях, в сталежелезобетонных зданиях и в каменных зданиях жесткость несущих элементов должна, в общем случае, оцениваться с учетом эффекта трещинообразования. Такая жесткость должна соответствовать состоянию начала текучести в арматуре.

(7) Если точный анализ элементов с трещинами не выполнен, то характеристики жесткости на изгиб и сдвиг элементов из бетона и каменной кладки могут быть приняты равными половине соответствующей жесткости элементов без трещин.

(8) Следует учитывать стеновые заполнения каркасов, значительно увеличивающие горизонтальную жесткость и сопротивляемость зданий. Требования к заполнениям из каменной кладки бетонных, стальных и сталежелезобетонных каркасов приведены в 4.3.6.

(9)Р Деформативность фундамента необходимо учитывать в модели сооружения, если она может оказывать неблагоприятное влияние на реакцию сооружения.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Деформативность фундамента (включая взаимодействие сооружения с основанием) может всегда учитываться в расчете, включая те случаи, когда она дает положительный эффект.

(10)Р Массы должны быть вычислены исходя из гравитационных нагрузок, принимаемых в комбинациях воздействий, указанных в 3.2.4. Коэффициенты комбинаций  $\psi_{Ei}$  рассмотрены в 4.2.4(2)Р.

#### **4.3.2 Эффекты случайного кручения**

(1)Р Для того, чтобы учесть неопределенности в расположении масс, а также пространственную вариацию сейсмического движения, расчетные центры массы на

каждом этаже  $i$  должны рассматриваться как смещенные относительно номинального положения в каждом направлении на величину случайного эксцентриситета:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i, \quad (4.3)$$

где

$e_{ai}$  – случайный эксцентриситет массы этажа  $i$  от номинального положения, принимаемый в одинаковом направлении на всех этажах;  
 $L_i$  – размер перекрытия, перпендикулярный к направлению сейсмического воздействия.

### 4.3.3 Методы расчета

#### 4.3.3.1 Общие сведения

(1) В рамках Раздела 4 сейсмические эффекты и эффекты других воздействий, учитываемых в сейсмической расчетной ситуации, можно определить на основании анализа линейно-упругого поведения сооружения.

(2) В качестве эталонного метода для определения сейсмических нагрузок следует принимать модальный анализ спектра реакций, использующий линейно-упругую модель сооружения и расчетный спектр, приведенный в 3.2.2.5.

(3) В зависимости от конструктивных характеристик здания может быть использован один из двух типов линейно-упругого анализа:

а) «анализ методом поперечной силы», который применим для зданий, отвечающих условиям, приведенным в 4.3.3.2;

б) «модальный анализ спектра реакций», который применим для всех типов зданий (см. 4.3.3.3).

(4) Как альтернатива линейному методу могут также применяться нелинейные методы:

с) простой (pushover) нелинейный статический расчет;

д) нелинейный расчет во временной области (динамический), при условии, что удовлетворяются условия, указанные в (5) и (6) этого подраздела и в 4.3.3.4.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Для зданий с сейсмоизолирующими фундаментами, условия, при которых линейные методы а) и б) или нелинейные методы с) и d) могут быть применены, приводятся в Разделе 10. Для зданий без систем сейсмоизоляции линейные методы 4.3.3.1(3) могут быть применены в соответствии с 4.3.3.2.1. Выбор того или иного нелинейного метода в 4.3.3.1(4), применимого к зданиям без систем сейсмоизоляции может быть найден в Национальном Приложении конкретной страны. Национальное Приложение может также включать ссылки на дополнительную информацию о деформативных способностях конструкции и связанных с этим частных коэффициентах, используемых при проверках критических предельных состояний в соответствии с 4.4.2.2(5).

(5) Нелинейный расчет должен быть достаточно обоснован в отношении исходной сейсмологической информации, используемой модели, метода интерпретации результатов расчетов и необходимых условий, которые должны быть соблюдены.

(6) Сооружения без систем сейсмоизоляции, запроектированные на основании простого нелинейного статического расчета без использования коэффициента поведения  $q$  (см. 4.3.3.4.2.1(1)d), должны удовлетворять 4.4.2.2(5), а также правилам Разделов 5 – 9 для диссипативных сооружений.

(7) Линейно-упругий расчет сооружения, соответствующего критериям регулярности в плане (см. 4.2.3.2), может быть осуществлен с использованием двух плоских моделей, по одной для каждого главного горизонтального направления.

(8) В зависимости от класса ответственности здания, его линейно-упругий расчет может быть осуществлен с использованием двух плоских моделей, по одной для каждого основного горизонтального направления, даже в том случае, если критерий регулярности в плане не удовлетворяет требованиям 4.2.3.2, но при условии, что все перечисленные ниже специальные условия выполняются:

а) здание имеет хорошо распределенное и относительно жесткое заполнение по периметру и перегородки;

б) высота здания не превышает 10 м;

с) жесткость перекрытий в своей плоскости по отношению к горизонтальной жесткости вертикальных конструктивных элементов достаточно велика, что позволяет допустить, что перекрытия в системе здания работают как жесткие горизонтальные диафрагмы;

д) центры горизонтальных жесткостей и масс располагаются приблизительно на одной вертикальной оси и по двум главным горизонтальным направлениям выполняются условия:  $r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2$ ,  $r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2$ , в которых радиус инерции  $l_s$ , радиусы кручения  $r_x$  и  $r_y$ , а эксцентриситеты  $e_{ox}$  и  $e_{oy}$  определяются как в 4.2.3.2(6).

**ПРИМЕЧАНИЕ** Упрощенные расчеты по 4.3.3.1(8) допускается выполнять для зданий, имеющих значения коэффициента ответственности меньшие, чем установленное в Национальном Приложении конкретной страны значение коэффициента ответственности  $\gamma_1$ .

(9) Для зданий, отвечающих всем условиям (8) данного подраздела, за исключением условия d), также может быть выполнен линейно-упругий расчет с использованием двух плоских моделей, по одной для каждого главного горизонтального направления, но в таких случаях все эффекты сейсмического воздействия, полученные в результате расчета, следует умножить на 1,25.

(10)Р Здания, не соответствующие критериям (7) – (9) этого подраздела, должны быть рассчитаны с применением пространственной модели.

(11)Р Во всех случаях применения пространственной расчетной модели, расчетное сейсмическое воздействие должно быть приложено вдоль всех значимых горизонтальных направлений (принимаемых в зависимости от компоновки конструкций в здании) и вдоль ортогональных им горизонтальных направлений. Для зданий с конструкциями, воспринимающими горизонтальные нагрузки в двух взаимно перпендикулярных направлениях, эти два направления следует рассматривать в качестве главных.

### **4.3.3.2 Анализ методом поперечной силы**

#### **4.3.3.2.1 Общие сведения**



(1)Р Этот вид анализа может быть применен к зданиям, реакция которых не подвержена значительному влиянию форм колебаний выше основной в каждом главном направлении.

(2) Считается, что требование (1)Р этого подраздела удовлетворяется для зданий, отвечающих двум следующим условиям:

а) их периоды колебаний  $T_1$  по основным формам в двух главных направлениях меньше, чем следующие значения:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ с} \end{cases}, \quad (4.4)$$

где  $T_C$  – определяется в соответствии с 3.2.2.2;

б) они отвечают критериям регулярности по высоте, приведенным в 4.2.3.3.

#### 4.3.3.2.2 Поперечные силы в основании здания

(1)Р Сейсмические поперечные силы в основании здания  $F_b$  для каждого горизонтального направления, в котором рассчитывается здание, должны быть определены с использованием следующего Выражения:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda, \quad (4.5)$$

где

$S_d(T_1)$  – ордината расчетного спектра (см. 3.2.2.5) при периоде  $T_1$ ;

$T_1$  – период основного тона горизонтальных колебаний здания в рассматриваемом направлении;

$m$  – общая масса здания выше фундамента или выше верха жесткой подземной части, вычисленная согласно 3.2.4(2);

$\lambda$  – корректирующий коэффициент, значение которого равно:  $\lambda = 0,85$ , если  $T_1 \leq 2 T_C$  и здание имеет более двух этажей, или  $\lambda = 1,0$  в иных случаях.

ПРИМЕЧАНИЕ Коэффициент  $\lambda$  учитывает тот факт, что в зданиях с тремя или более этажами и с поступательными степенями свободы в каждом горизонтальном направлении эффективная модальная масса 1-ой (основной) формы колебаний здания меньше его полной массы в среднем на 15 %.

(2) Для определения основного периода колебаний  $T_1$  здания могут быть использованы Выражения, основанные на методах динамики сооружений (например, метод Рэлея).

(3) Для зданий высотой до 40 м значение  $T_1$  (с) можно приближенно определить с использованием следующего Выражения:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}, \quad (4.6)$$

где

$C_t$  – для пространственных стальных моментных рамных каркасов – 0,085; для пространственных бетонных моментных рамных каркасов и для стальных

каркасов с эксцентрическими связями – 0,075; для всех других сооружений – 0,05;

$H$  – высота здания, в м, от фундамента или от верха жесткой подземной части.

(4) В качестве альтернативы для зданий с бетонными или каменными стенами-диафрагмами значение  $C_t$  в Выражении (4.6) может быть принято:

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c}, \quad (4.7)$$

где

$$A_c = \sum [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi} / H)^2)]; \quad (4.8)$$

и

$A_c$  – общая эффективная площадь стен-диафрагм на первом этаже здания, в м<sup>2</sup>;

$A_i$  – эффективная площадь поперечного сечения стены-диафрагмы  $i$ , работающей на сдвиг в рассматриваемом направлении на первом этаже здания, в м<sup>2</sup>;

$H$  – как в (3) этого подраздела;

$l_{wi}$  – длина  $i$  стены-диафрагмы на первом этаже в направлении, параллельном приложенным силам, в м, с ограничением  $l_{wi}/H \leq 0,9$ .

(5) В качестве альтернативы приближенное значение  $T_1(c)$  можно определить с использованием следующего Выражения:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}, \quad (4.9)$$

где  $d$  – горизонтальное упругое перемещение верха здания в м, под действием гравитационных нагрузок, приложенных в горизонтальном направлении.

#### 4.3.3.2.3 Распределение горизонтальных сейсмических сил

(1) Основные формы колебаний здания в горизонтальных направлениях могут быть вычислены с использованием методов динамики сооружений или могут быть аппроксимированы горизонтальными перемещениями, увеличивающимися линейно по высоте здания.

(2)Р Эффекты сейсмического воздействия должны быть определены посредством приложения к двум плоским моделям горизонтальных сил  $F_i$  по всем этажам:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}, \quad (4.10)$$

где

$F_i$  – горизонтальная сила, действующая на  $i$  этаже;

$F_b$  – суммарная поперечная сила в основании здания, определенная в соответствии с Выражением (4.5);

$s_i, s_j$  – перемещения масс  $m_i, m_j$  по основной форме колебаний;

$m_i, m_j$  – массы этажей, вычисленные в соответствии с 3.2.4(2).

(3) Если основная форма колебаний аппроксимируется горизонтальными перемещениями, которые увеличиваются линейно по высоте, то горизонтальные силы  $F_i$  могут быть определены следующим образом:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}, \quad (4.11)$$

где

$z_i, z_j$  – высоты расположения масс  $m_i, m_j$  над уровнем приложения сейсмического воздействия (фундамента или верха жесткой подземной части).

(4)Р Горизонтальные силы  $F_i$ , определенные в соответствии с этим подразделом, должны быть распределены между элементами системы, сопротивляющейся горизонтальной нагрузке, в соответствии с предположением о жесткости перекрытий в своей плоскости.

#### 4.3.3.2.4 Эффекты кручения

(1) Если массы и горизонтальные жесткости распределены симметрично в плане и если случайный эксцентриситет по 4.3.2(1)Р не учтен посредством более точного метода (например, по 4.3.3.3(1)), то случайные эффекты кручения можно учесть, умножив эффекты воздействия, определенные для отдельных элементов, сопротивляющихся горизонтальным нагрузкам, в соответствии с 4.3.3.2.3(4), на коэффициент  $\delta$ , рассчитываемый следующим образом:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e}, \quad (4.12)$$

где

$x$  – расстояние от рассматриваемого элемента до центра массы здания в плане, измеренное перпендикулярно к направлению рассматриваемого сейсмического воздействия;

$L_e$  – расстояние между двумя самыми удаленными от центра элементами, сопротивляющимися горизонтальной нагрузке в направлении, перпендикулярном к направлению рассматриваемого сейсмического воздействия.

(2) Если расчет выполняется с использованием двух плоских моделей, по одной для каждого главного горизонтального направления, то эффекты кручения можно определить путем удвоения случайного эксцентриситета  $e_{ai}$  из Выражения (4.3) и применения в Выражении (4.12) из (1) этого подраздела коэффициента 1,2 вместо 0,6.

#### 4.3.3.3 Модальный анализ спектра реакций

##### 4.3.3.3.1 Общие сведения

(1)Р Этот тип анализа должен применяться для зданий, которые не удовлетворяют условиям, оговоренным в 4.3.3.2.1(2) для случая применения метода поперечной силы.

(2)Р Необходимо учитывать все формы колебаний, существенно влияющие на общую реакцию сооружения.

(3) Требования, указанные в пункте (2)Р, могут считаться выполненными, если выполняется любое из перечисленных ниже условий:

- сумма эффективных модальных масс для учитываемых форм колебаний составляет, по меньшей мере, 90 % от общей массы сооружения;
- учитываются все формы колебаний с эффективными модальными массами превышающими 5 % от общей массы.

ПРИМЕЧАНИЕ Эффективная модальная масса  $m_k$ , соответствующая форме  $k$ , определена так, что поперечная сила в основании сооружения  $F_{bk}$ , действующая в направлении приложенного сейсмического воздействия, может быть определена из Выражения  $F_{bk} = S_d(T_k) m_k$ . Можно показать, что сумма эффективных модальных масс (для всех форм колебаний по данному направлению) равна массе сооружения.

(4) При использовании пространственной модели вышеупомянутые условия должны быть проверены для каждого значимого направления.

(5) Если требования, указанные в (3), не могут быть выполнены (например, в зданиях со значительным влиянием крутильных форм колебаний), то минимальное количество форм  $k$ , принятое во внимание в пространственном расчете, должно удовлетворять двум следующим условиям:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n}, \quad (4.13)$$

и

$$T_k \leq 0,20 \text{ с}, \quad (4.14)$$

где

$k$  – количество форм колебаний, учтенных в расчете;

$n$  – количество этажей над фундаментом или верхом жесткой подземной части;

$T_k$  – период колебаний по форме  $k$ .

#### 4.3.3.3.2 Комбинации модальных реакций

(1) Реакции здания, соответствующие двум формам колебаний  $i$  и  $j$  (в том числе, поступательной и крутильной), могут считаться независимыми друг от друга, если периоды этих форм  $T_i$  и  $T_j$  удовлетворяют (при  $T_j \leq T_i$ ) следующему условию:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i. \quad (4.15)$$

(2) Если все значимые модальные реакции (см. 4.3.3.3.1(3) – (5)) могут рассматриваться как независимые друг от друга, то максимальная величина  $E_E$  эффекта сейсмического воздействия может быть принята как:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}, \quad (4.16)$$

где  $E_E$  – эффект рассматриваемого сейсмического воздействия (усилие, перемещение и т.д.);

$E_{Ei}$  – значение эффекта сейсмического воздействия по  $i$ -й форме колебаний.

(3)Р Если (1) не выполняется, то для комбинации модальных максимумов должны быть приняты более точные процедуры, такие как «Полное Квадратичное Сочетание (CQC)».

#### 4.3.3.3.3 Эффекты кручения

(1) При применении пространственной модели случайные крутящие эффекты, упомянутые в 4.3.2(1)Р, могут быть представлены в виде результирующей эффектов, соответствующих набору статических крутящих моментов  $M_{ai}$ , действующих относительно вертикальной оси каждого этажа  $i$ :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i, \quad (4.17)$$

где

$M_{ai}$  – крутящий момент, приложенный к  $i$ -му этажу относительно его вертикальной оси;

$e_{ai}$  – случайный эксцентриситет массы  $i$ -го этажа согласно Выражению (4.3) для всех значимых направлений;

$F_i$  – горизонтальная сила, действующая на  $i$ -й этаж как установлено в 4.3.3.2.3 для всех значимых направлений.

(2) Эффекты нагружений, определенных в соответствии с (1), следует учитывать как с положительными, так и с отрицательными знаками (принимаемыми одинаковыми для всех этажей).

(3) Если для расчета используются две отдельные плоские модели, то крутящие эффекты должны быть определены путем применения правила 4.3.3.2.4(2), а эффекты воздействий вычислены согласно 4.3.3.3.2.

#### 4.3.3.4 Нелинейные методы

##### 4.3.3.4.1 Общие сведения

(1)Р Математическая модель, используемая для упругого расчета, должна быть дополнена и содержать описания прочности конструктивных элементов и их поступругого поведения.

(2) На уровне элементов, как минимум, следует использовать билинейную зависимость «усилие-деформация». Для армированных бетонных и каменных зданий упругая жесткость билинейной зависимости «усилие-деформация» должна соответствовать жесткости поперечных сечений с трещинами (см. 4.3.1(7)). Для пластичных элементов, в которых в процессе восприятия нагрузок отклонения от упругой работы появятся предположительно за пределом текучести, упругая жесткость билинейной зависимости должна представлять собой секущую жесткость к точке текучести. Допускается применение трилинейных зависимостей «усилие-деформация», которые учитывают жесткости элемента до и после трещинообразования.

(3) После предела текучести допускается предполагать нулевую жесткость. Если ожидается деградация прочности, например, в стенах из каменной кладки или в других хрупких элементах, то это следует учесть в диаграмме «сила-деформация».

(4) Если иное не оговорено, то свойства элементов должны основываться на средних значениях показателей свойств материалов. Для новых конструкций средние значения показателей свойств материала могут быть оценены по соответствующим характеристическим величинам на основании информации, содержащейся в EN 1992 – EN 1996, либо в других стандартах EN на материалы.

(5)Р Гравитационные нагрузки в соответствии с 3.2.4 должны быть приложены к соответствующим элементам математической модели.

(6) При определении для конструктивных элементов зависимостей «сила-деформация» следует учитывать осевые силы от гравитационных нагрузок. Изгибающими моментами, возникающими в вертикальных конструктивных элементах от гравитационных нагрузок, если они существенно не влияют на общую работу конструкций можно пренебречь.

(7)Р Сейсмическое воздействие должно быть приложено как в положительном, так и в отрицательном направлениях; использовать следует максимальные сейсмические эффекты.

#### **4.3.3.4.2 Простой нелинейный статический расчет**

##### **4.3.3.4.2.1 Общие сведения**

(1) Простой (pushover) нелинейный статический расчет – это расчет, выполняемый при постоянных гравитационных нагрузках и монотонно возрастающих горизонтальных нагрузках. Он может применяться для проверки характеристик конструктивных систем вновь проектируемых и существующих зданий в следующих целях:

а) для проверки или пересмотра значения коэффициента резерва прочности  $\alpha_w/\alpha_1$  (см. 5.2.2.2, 6.3.2, 7.3.2);

б) для выявления ожидаемых механизмов пластического деформирования и распределения повреждения;

с) для оценки характеристик конструктивных систем существующих или модифицируемых зданий в соответствии с правилами EN 1998-3;

д) как альтернатива расчету, основанному на линейном упругом анализе, который использует коэффициент поведения  $q$ . В этом случае в качестве основы для расчета должны применяться целевые перемещения, принятые в соответствии с 4.3.3.4.2.6(1)Р.

(2)Р Расчет зданий, не отвечающих критерию регулярности 4.2.3.2 или критерию 4.3.3.1(8) а) – д), должен выполняться с использованием пространственной модели. Могут быть выполнены два независимых расчета на горизонтальные нагрузки, приложенные только в одном направлении.

(3) Расчет зданий, отвечающих критерию регулярности 4.2.3.2 или критериям 4.3.3.1(8) а) – д), может быть выполнен с использованием двух плоских моделей, по одной для каждого главного горизонтального направления.

(4) Для малоэтажных каменных зданий, в которых поведение несущих стен определяется в основном сдвигом, каждый этаж может быть проанализирован независимо.

(5) Требования в (4) считаются выполненными, если количество этажей в здании три или менее, а среднее соотношение сторон (высоты к ширине) несущих стен менее 1,0.

#### **4.3.3.4.2.2 Горизонтальные нагрузки**

(1) Следует принимать не менее двух схем распределения горизонтальных нагрузок по высоте сооружения:

– схему «равномерного» распределения, при которой значения горизонтальных сил пропорциональны массам и не зависят от высоты расположения масс (равномерное распределение инерционных сил);

– схему «модального» распределения, при которой, распределение горизонтальных сил в рассматриваемом направлении соответствует линейно-упругому расчету (выполненному в соответствии с 4.3.3.2 или 4.3.3.3).

(2)Р Горизонтальные силы в расчетной модели должны быть приложены в местах расположения масс. Случайный эксцентриситет следует учесть в соответствии с 4.3.2(1)Р.

#### **4.3.3.4.2.3 Кривая несущей способности**

(1) Зависимость между поперечной силой в основании сооружения и контролируемым перемещением («кривая несущей способности») должна быть определена посредством простого нелинейного статического расчета, Диапазон контролируемых перемещений должен иметь значения от нуля до 150 % от целевого перемещения, принятого согласно 4.3.3.4.2.6.

(2) Контролируемое перемещение допускается определять в центре масс в уровне покрытия здания. Верхние уровни надстроек на покрытии здания не следует рассматривать в качестве покрытия.

#### **4.3.3.4.2.4 Коэффициент резерва прочности**

(1) Если коэффициент резерва прочности ( $\alpha_0/\alpha_1$ ) определяется посредством простого нелинейного расчета при двух вариантах распределений горизонтальной нагрузки, то следует использовать меньшее из полученных значений коэффициента.

#### **4.3.3.4.2.5 Механизм пластического деформирования**

(1)Р Механизмы пластического деформирования сооружения должны быть определены для двух применяемых распределений горизонтальной нагрузки по высоте сооружения. Механизмы пластического деформирования должны соответствовать механизмам, на которых основывается коэффициент поведения  $q$ , используемый при проектировании.

#### **4.3.3.4.2.6 Целевое перемещение**

(1)Р Целевое перемещение должно быть определено из спектра упругих реакций 3.2.2.2 в виде перемещения эквивалентной системы с одной степенью свободы и рассматриваться как требование по обеспечению сейсмостойкости.

ПРИМЕЧАНИЕ Процедура определения целевого перемещения с помощью упругой реакции дана в информативном Приложении В.

#### **4.3.3.4.2.7 Процедура для оценки эффектов кручения**

(1)Р Простой нелинейный статический расчет, выполненный со схемами сил, указанными в 4.3.3.4.2.2, может значительно недооценить деформации на жесткой/прочной стороне сооружения, имеющего малую жесткость на кручение – то есть сооружения с преимущественно крутильной первой формой колебаний. То же самое относится и к деформациям жесткой/прочной в одном направлении стороны сооружения с преимущественно крутильной второй формой колебаний. Для таких сооружений смещения на жесткой/прочной стороне должны быть увеличены по сравнению со смещениями, соответствующими сооружению со сбалансированной жесткостью на кручение.

ПРИМЕЧАНИЕ Жесткая/прочная сторона сооружения в плане – это та сторона, в которой под действием параллельных ей статических горизонтальных нагрузок развиваются меньшие горизонтальные перемещения, чем в противоположенной стороне. Для сооружений с малой жесткостью на кручение динамические смещения на жесткой/прочной стороне могут значительно увеличиваться вследствие влияния преимущественно крутильных колебаний.

(2) Требование, указанное в (1) этого подраздела, считается выполненным, если повышающий коэффициент, примененный к перемещению жесткой/прочной стены, основывается на результатах упругого модального анализа пространственной модели.

(3) Если для расчета регулярных в плане сооружений используются две плоские модели, то эффекты кручения можно вычислить в соответствии с 4.3.3.2.4 или 4.3.3.3.3.

#### **4.3.3.4.3 Нелинейный метод анализа во временной области**

(1) Реакция сооружения во времени может быть получена прямым численным интегрированием дифференциальных уравнений его движения. Для описания движения грунта можно использовать акселерограммы, соответствующие 3.2.3.1.

(2) Модели элементов сооружения должны соответствовать 4.3.3.4.1(2) – (4) и дополнительным правилам описания поведения элементов при неупругих циклах нагрузки-разгрузки. Эти правила должны реалистично отражать диссипацию энергии в элементе в диапазоне амплитуд перемещений, ожидаемых при сейсмической расчетной ситуации.

(3) Если реакции сооружения были установлены по результатам не менее семи нелинейных расчетов во временной области, выполненных с применением записей движения грунта соответствующих 3.2.3.1, то при соответствующих проверках по 4.4.2.2 в качестве расчетного значения эффекта воздействия  $E_d$ , следует принимать среднюю величину реакции, определенную по всем этим расчетам. В ином случае из этих расчетов в качестве  $E_d$  следует принимать самое неблагоприятное значение величины реакции.



#### 4.3.3.5 Комбинации эффектов от разных компонент сейсмического воздействия

##### 4.3.3.5.1 Горизонтальные компоненты сейсмического воздействия

(1)Р В общем случае считается, что горизонтальные компоненты сейсмического воздействия (см. 3.2.2.1(3)) действуют одновременно.

(2) Комбинации горизонтальных компонент сейсмического воздействия могут быть составлены следующим образом:

а) Реакция сооружения на каждую компоненту сейсмического воздействия должна быть оценена отдельно, с использованием правил комбинирования для модальных реакций, приведенных в 4.3.3.3.2.

б) Максимальное значение каждого эффекта воздействия на сооружение при двух горизонтальных компонентах сейсмического воздействия можно вычислить как корень квадратный из суммы квадратов значений эффектов от каждой горизонтальной компоненты.

с) Правило б) в целом дает надежную оценку вероятных эффектов других сейсмических воздействий, одновременных с максимальным воздействием, как в б). Для вычисления вероятных одновременных значений более одного эффекта воздействия вследствие двух горизонтальных компонент сейсмического воздействия можно использовать более точные модели.

(3) В качестве альтернативы б) и с) в (2) данного подраздела, эффекты воздействия, обусловленные одновременным действием двух горизонтальных компонент сейсмического воздействия, могут быть вычислены с использованием двух следующих Выражений:

$$а) E_{Edx} \text{ “+” } 0,30 E_{Edy}, \quad (4.18)$$

$$б) 0,30 E_{Edx} \text{ “+” } E_{Edy}, \quad (4.19)$$

где

“+” – подразумевает «комбинацию с...»;

$E_{Edx}$  – представляет собой результаты воздействия от приложения сейсмического воздействия вдоль выбранной горизонтальной оси  $x$  сооружения;

$E_{Edy}$  – представляет собой эффекты воздействия, обусловленные приложением того же самого сейсмического воздействия вдоль ортогональной горизонтальной оси  $y$  сооружения.

(4) Если конструктивная система сооружения или классификации его регулярности по высоте различаются по разным горизонтальным направлениям, то значения коэффициента поведения  $q$  тоже могут быть различными.

(5)Р Знак каждой компоненты в вышеуказанной комбинации должен приниматься как наиболее неблагоприятный для рассматриваемого эффекта воздействия.

(6) При выполнении простого нелинейного статического расчета с применением пространственной модели, следует использовать правила комбинаций из (2) и (3) данного подраздела. При этом в качестве  $E_{Edx}$  следует рассматривать усилия и деформации, возникающие в конструкциях при целевом перемещении в направлении  $x$ , а в качестве

$E_{Edy}$  – усилия и деформации, возникающие в конструкциях при целевом перемещении в направлении  $y$ . Внутренние усилия, возникающие в конструкциях в результате такой комбинации, не должны превышать несущую способность конструкций.

(7)Р Если нелинейный анализ выполняется во временной области и применяется пространственная модель сооружения, то внешние воздействия следует задавать акселерограммами, действующими одновременно в обоих горизонтальных направлениях.

(8) Для зданий, удовлетворяющих критериям регулярности в плане, в которых единственными первичными элементами являются стены или системы связей, независимые по двум главным горизонтальным направлениям (см. 4.2.2), сейсмические воздействия можно считать раздельно действующими по двум главным ортогональным горизонтальным осям сооружения и не учитывать комбинации (2) и (3) этого подраздела.

#### 4.3.3.5.2 Вертикальная компонента сейсмического воздействия

(1) Если  $a_{vg}$  больше, чем  $0,25g$  ( $2,5 \text{ м/с}^2$ ), то вертикальную компоненту сейсмического воздействия, определенную в соответствии с 3.2.2.3, следует учитывать в следующих случаях:

- для горизонтальных или почти горизонтальных конструкций с пролетом 20 м и более;
- для горизонтальных или почти горизонтальных консольных частей конструкций длиной более 5 м;
- для горизонтальных или почти горизонтальных предварительно напряженных частей конструкций;
- для балок, поддерживающих колонны;
- для сооружений с сейсмоизолирующим фундаментом.

(2) Определение эффектов от вертикальной компоненты сейсмического воздействия может быть основано на парциальной модели сооружения, которая включает элементы, на которые, как считается, действует вертикальная компонента (например, элементы, перечисленные в предыдущем пункте), и учитывает жесткость смежных элементов.

(3) Влияния вертикальной компоненты необходимо учитывать лишь для рассматриваемых элементов (например, перечисленных в (1)) и непосредственно связанных с ними опорных элементов или нижерасположенной части сооружения.

(4) Если для этих элементов важны также горизонтальные компоненты сейсмического воздействия, то могут быть применены правила 4.3.3.5.1(2), распространенные на три компоненты сейсмического воздействия.

В качестве альтернативы для вычисления эффектов воздействия могут быть использованы все три следующие комбинации:

$$\text{a) } E_{Edx} \text{ “+” } 0,30 E_{Edy} \text{ “+” } 0,30 E_{Edz}; \quad (4.20)$$

$$\text{b) } 0,30 E_{Edx} \text{ “+” } E_{Edy} \text{ “+” } 0,30 E_{Edz}; \quad (4.21)$$

$$\text{c) } 0,30 E_{Edx} \text{ “+” } 0,30 E_{Edy} \text{ “+” } E_{Edz}; \quad (4.22)$$

где

“+” – подразумевает «комбинацию с...»;

$E_{Edx}$  и  $E_{Edy}$  – как в 4.3.3.5.1(3);

$E_{Edz}$  – представляет эффекты воздействия, вызванного вертикальной компонентой расчетного сейсмического воздействия, определяемой в соответствии с 3.2.2.5(5) и (6).

(5) При выполнении простого нелинейного статического расчета вертикальной компонентой сейсмического воздействия можно пренебречь.

#### 4.3.4 Определение перемещений

(1)Р При выполнении линейного расчета, перемещения, вызванные расчетным сейсмическим воздействием, могут быть определены на основе упругих деформаций конструктивной системы с помощью следующего упрощенного Выражения:

$$d_s = q_d d_e, \quad (4.23)$$

где

$d_s$  – перемещение точки конструктивной системы, вызванное расчетным сейсмическим воздействием;

$q_d$  – коэффициент поведения при перемещениях, принимаемый равным  $q$ , если иное не определено;

$d_e$  – перемещение в той же самой точке конструктивной системы, определенное по результатам линейного расчета, основанного на расчетном спектре реакций, принятом согласно 3.2.2.5.

Значение  $d_s$  не должно быть больше, чем значение, полученное из спектра упругих реакций.

ПРИМЕЧАНИЕ Обычно  $q_d$  больше, чем  $q$ , если период колебаний сооружения по основной форме меньше  $T_c$  (см. Рисунок В.2).

(2)Р При определении перемещений  $d_e$  необходимо учитывать крутильные эффекты сейсмического воздействия.

(3) Перемещения, определенные в результате статического или динамического нелинейного расчета, принимаются непосредственно из расчета без последующей модификации.

#### 4.3.5 Неконструктивные элементы

##### 4.3.5.1 Общие сведения

(1)Р Неконструктивные элементы зданий (например, парапеты, фронтоны, антенны, механические дополнительные элементы и оборудование, несущие стены, перегородки, ограждения), которые при отказе могут представлять опасность для людей, влиять на основную конструкцию здания или на функционирование важного оборудования, должны быть проверены на сопротивляемость расчетному сейсмическому воздействию вместе с элементами их крепления.

(2)Р Расчет на сейсмические воздействия неконструктивных элементов особой ответственности или тех, разрушения которых представляют особую опасность, должен базироваться на реалистичной модели и на использовании спектров реакций, соответствующих реакциям элементов основной конструктивной системы в местах крепления к ней неконструктивных элементов.

(3) Во всех остальных случаях допускаются обоснованные упрощения этой процедуры (например, как указано в 4.3.5.2.(2)).

#### 4.3.5.2 Проверки

(1)Р Неконструктивные элементы, а также их крепления и анкеровка креплений должны быть проверены при сейсмической расчетной ситуации (см. 3.2.4).

ПРИМЕЧАНИЕ При проверке следует учитывать влияние на работу сооружения нагрузок, передающихся от неконструктивных элементов или их креплений. Требования к закреплению в бетоне даны в EN 1992-1-1:2004 (см. 2.7).

(2) Эффекты сейсмического воздействия могут быть определены путем приложения к неконструктивным элементам горизонтальной силы  $F_a$ :

$$F_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a, \quad (4.24)$$

где

$F_a$  – горизонтальная сейсмическая сила, приложенная в центре массы неконструктивного элемента в наиболее неблагоприятном направлении;

$W_a$  – вес неконструктивного элемента;

$S_a$  – коэффициент сейсмичности, применяемый для неконструктивных элементов (см. (3) этого подраздела);

$\gamma_a$  – коэффициент ответственности неконструктивного элемента; см. 4.3.5.3;

$q_a$  – коэффициент поведения неконструктивного элемента, см. Таблицу 4.4.

(3) Коэффициент сейсмичности  $S_a$  может быть вычислен с использованием следующего Выражения:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot [3(1 + z/H) / (1 + (1 - T_a/T_1)^2) - 0,5], \quad (4.25)$$

где

$\alpha$  – отношение расчетного ускорения грунта  $a_g$  типа А к ускорению силы тяжести  $g$ ;

$S$  – коэффициент, характеризующий грунтовые условия;

$T_a$  – период основного тона колебаний неконструктивного элемента;

$T_1$  – период основного тона колебаний здания в соответствующем направлении;

$z$  – высота расположения неконструктивного элемента над уровнем приложения сейсмического воздействия (фундамента или верха жесткой подземной части);

$H$  – высота здания от фундамента или от верха жесткой подземной части.

Значение коэффициента сейсмичности  $S_a$  не может быть меньше, чем  $\alpha \cdot S$ .

#### 4.3.5.3 Коэффициенты ответственности

(1)Р Коэффициент ответственности  $\gamma_a$  следует принимать не менее 1,5 для следующих неконструктивных элементов:

- элементы анкеровки машин и оборудования, необходимых для системы обеспечения безопасности жизни;
- резервуары и сосуды, содержащие токсичные или взрывчатые вещества, рассматриваемые как опасные для населения.

(2) Во всех остальных случаях коэффициент ответственности  $\gamma_a$  неконструктивных элементов может быть принят равным  $\gamma_a = 1,0$ .

#### **4.3.5.4 Коэффициенты поведения**

(1) Верхние предельные значения коэффициента поведения  $q_a$  неконструктивных элементов приведены в Таблице 4.4.

**Таблица 4.4 – Значения  $q_a$  для неконструктивных элементов**

<b>Тип неконструктивного элемента</b>	<b><math>q_a</math></b>
Консольные парапеты или декоративные элементы Табло и рекламные щиты Дымовые или вытяжные трубы, мачты и резервуары на стойках, работающие как безвантовые консоли на протяжении более половины их полной высоты	1,0
Внешние и внутренние стены Перегородки и фасады Трубы, мачты и резервуары на стойках, работающие как безвантовые консоли на протяжении менее половины их полной высоты или закрепленные оттяжками в уровне центра масс конструкции или выше этого уровня Анкерные элементы для постоянных шкафов и книжных стеллажей, установленных на перекрытии Анкерные элементы для подвесных потолков и крепежа осветительных приборов	2,0

#### **4.3.6 Дополнительные мероприятия для рам с каменным заполнением**

##### **4.3.6.1 Общие сведения**

(1)Р 4.3.6.1 – 4.3.6.3 применимы для рам и двойных железобетонных систем DCH эквивалентных рамным (см. Раздел 5), а также для стальных или сталежелезобетонных моментных рамных каркасов DCH (см. Разделы 6 и 7), взаимодействующих с неконструктивным заполнением из каменной кладки, отвечающей всем следующим требованиям:

а) кладка выполнена после выполнения бетонных рам или после сборки стальных рам;

б) кладка находится в контакте с рамами (т.е. без специальных разделительных швов), но без конструктивного соединения с ним (через скобы, пояса, стойки или сдвиговые соединения);

с) заполнения из кладки рассматриваются как неконструктивные элементы.

(2) Хотя область применения 4.3.6.1 – 4.3.6.3 ограничивается согласно (1)Р этого подраздела, эти подразделы предусматривают критерии, которые на практике могут оказаться полезными при выборе правильных методов проектирования бетонных, стальных или сталежелезобетонных сооружений классов DCM или DCL с заполнениями из каменной кладки.

В частности, они применимы для групп неконструктивных элементов, которые могут быть уязвимы к повреждениям из плоскости, и для которых установка соответствующих связей может уменьшить опасность выпадения каменной кладки.

(3)Р Положения 1.3(2), касающиеся возможности модификации сооружения в будущем, должны распространяться также на заполнения рам.

(4) Для стеновых или двойных железобетонных систем эквивалентных стеновым, а также для связевых стальных или сталежелезобетонных систем взаимодействием с каменными заполнениями можно пренебречь.

(5) Если каменное заполнение является частью конструктивной системы, сопротивляющейся сейсмическим воздействиям, то расчет и проектирование следует выполнять в соответствии с критериями и правилами, приведенными в Разделе 9.

(6) Требования и критерии, приведенные в 4.3.6.2, считаются выполненными, если выполняются правила, приведенные в 4.3.6.3 и 4.3.6.4, и специальные правила, приведенные в Разделах 5 – 7.

#### **4.3.6.2 Требования и критерии**

(1)Р Необходимо учитывать последствия нерегулярностей в плане, обусловленных заполнением.

(2)Р Необходимо учитывать последствия нерегулярностей по высоте, обусловленных заполнением.

(3)Р Необходимо учитывать большие неопределенности, связанные с поведением заполнений (а именно, изменчивость механических свойств заполнений и их креплений к смежным конструкциям, возможную модификацию заполнений в процессе эксплуатации здания, а также неравномерность повреждений заполнений во время землетрясения).

(4)Р Необходимо учитывать возможные неблагоприятные локальные взаимодействия заполнения и рам (например, сдвиговые разрушения колонны при поперечных силах, обусловленных диагональным распорным действием заполнения (см. Разделы 5 – 7)).

#### **4.3.6.3 Нерегулярности, обусловленные заполнением из каменной кладки**

##### **4.3.6.3.1 Нерегулярность в плане**

(1) Следует избегать значительной нерегулярности, асимметрии или неравномерности в расположении заполнения в плане (принимая во внимание размеры проемов или отверстий в заполнении).

(2) В случае значительной нерегулярности сооружения в плане из-за несимметричного расположения заполнения, для расчета сооружения следует использовать пространственные модели.

Заполнения должны быть включены в модель и должен быть выполнен анализ влияния расположения и свойств заполнений (например, путем игнорирования одного из трех или четырех стеновых заполнений в пространственном рамном каркасе, особенно на более податливых сторонах) на реакцию сооружения.

Особое внимание следует уделять проверке способности конструктивных элементов, расположенных на податливых сторонах сооружения (т.е. наиболее удаленных от мест расположения заполнения) сопротивляться крутильным колебаниям, обусловленным расположением заполнения.

(3) Панели заполнения, с более чем одним значительным отверстием или проемом (например, дверным и оконным и т.д.), не должны приниматься во внимание в моделях, принятых для расчетов, выполняемых в соответствии с (2) этого подраздела.

(4) Если заполнения из каменной кладки распределены нерегулярно, но не образуют существенной нерегулярности в плане, эти нерегулярности можно учесть, увеличив в 2,0 раза значения случайного эксцентриситета, вычисленные в соответствии с 4.3.3.2.4 и 4.3.3.3.3.

#### 4.3.6.3.2 Нерегулярность по высоте

(1)Р Если имеют место значительные нерегулярности по высоте (например, резкое уменьшение жесткости заполнения в одном или более этажах по сравнению с другими), то эффекты сейсмического воздействия в вертикальных элементах соответствующих этажей должны быть увеличены.

(2) Если не используется более точная модель, то (1)Р считается выполненным, если вычисленные значения эффектов сейсмического воздействия принимаются с повышающим коэффициентом  $\eta$ , определяемым из Выражения:

$$\eta = (1 + \Delta V_{Rw} / \Sigma V_{Ed}) \leq q, \quad (4.26)$$

где

$\Delta V_{Rw}$  – общее уменьшение сопротивления стен из каменной кладки на рассматриваемом этаже по сравнению с более заполненным верхним этажом;

$\Sigma V_{Ed}$  – сумма сейсмических поперечных сил, действующих на все вертикальные первичные элементы рассматриваемого этажа.

(3) Если значение повышающего коэффициента  $\eta$ , определенное из Выражения (4.26), менее 1,1, то коэффициент  $\eta$  можно не учитывать.

#### 4.3.6.4 Ограничение повреждений заполнения

(1) Для конструктивных систем, упомянутых в 4.3.6.1(1)Р и принадлежащих ко всем классам пластичности DCL, M или H, за исключением случаев низкой сейсмичности (см. 3.2.1(4)), следует принимать соответствующие меры, чтобы избежать хрупкого разрушения и преждевременной потери целостности стенового заполнения (в частности, панелей из каменной кладки с проемами или из хрупких материалов), а также частичного или полного разрушения из плоскости тонких стен из каменной кладки. Особое внимание следует уделять панелям из каменной кладки с коэффициентом гибкости (соотношение меньшей длины или высоты к толщине) больше 15.

(2) Мероприятия по улучшению целостности и характера поведения стенового заполнения в плоскости и из плоскости в соответствии с (1) данного подраздела включают в себя применение: легких арматурных сеток, хорошо заанкеренных на одной поверхности стены; анкерных связей, закрепленных к колоннам и заделанных в горизонтальные швы каменной кладки, а также бетонных стоек и поясов на всю толщину стены.

(3) Если в любой из стен заполнения есть большие проемы или отверстия, то их грани должны быть обрамлены поясами и стойками.

## **4.4 Проверки безопасности**

### **4.4.1 Общие сведения**

(1)Р При проверках безопасности должны быть рассмотрены соответствующие предельные состояния (см. 4.4.2 и 4.4.3 ниже) и специальные мероприятия (см. 2.2.4).

(2) Для зданий классов ответственности отличных от IV (см. Таблицу 4.3) проверки, предписанные в 4.4.2 и 4.4.3, могут считаться удовлетворенными, если два следующих условия выполняются одновременно:

а) суммарная поперечная сила в основании, соответствующая сейсмической расчетной ситуации, вычисленная с коэффициентом поведения, значение которого соответствует значению применимому к конструкциям с низким демпфированием (см. 2.2.2.(2)), меньше, чем поперечная сила, соответствующая другим комбинациям воздействий, при которых здание проектируется на основе линейного упругого расчета. Это требование относится к поперечным силам для всего сооружения в уровне основания (фундамента или верха жесткой подземной части).

б) Учтены специальные мероприятия, описанные в 2.2.4, за исключением положений 2.2.4.1(2) – (3).

### **4.4.2 Критическое предельное состояние**

#### **4.4.2.1 Общие сведения**



(1)Р Требование отсутствия разрушения (критического предельного состояния) при сейсмической расчетной ситуации считается выполненным, если соблюдаются следующие условия, относящиеся к сопротивлению, пластичности, равновесию, устойчивости фундамента и соединениям.

#### 4.4.2.2 Условие сопротивляемости

(1)Р Следующее неравенство должно выполняться для всех конструктивных элементов сооружения, включая соединения и значимые неконструктивные элементы:

$$E_d \leq R_d, \quad (4.27)$$

где

$E_d$  – расчетное значение воздействия, соответствующее сейсмической расчетной ситуации (см. EN 1990:2002 (6.4.3.4)), включая, при необходимости, эффекты второго рода (см. (2) данного подпункта). Допускается перераспределение изгибающих моментов согласно EN 1992-1-1:2004; EN 1993-1:2004 и EN 1994-1-1:2004;

$R_d$  – расчетное сопротивление элемента, вычисленное в соответствии с правилами, характерными для использованного материала (на основании характеристических величин свойств материала  $f_k$  и частного коэффициента  $\gamma_M$ ) и в соответствии с моделями, относящимися к конкретному типу конструктивной системы, приведенными в Разделах 5 – 9 данного документа и в других соответствующих документах.

(2) Эффекты второго рода (Р-Δ эффект) могут не учитываться, если для всех этажей здания выполняется следующее условие:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10, \quad (4.28)$$

где

$\theta$  – коэффициент, характеризующий перекося этаж;

$P_{\text{tot}}$  – полная гравитационная нагрузка на рассматриваемом этаже и над ним в сейсмической расчетной ситуации;

$d_r$  – расчетный перекося этаж, вычисленный как разность среднего поперечного смещения  $d_s$  верхнего и нижнего этажей, которое рассматривается и рассчитывается согласно 4.3.4;

$V_{\text{tot}}$  – суммарная сейсмическая поперечная сила в уровне этажа;

$h$  – высота этажа.

(3) Если  $0,1 < \theta \leq 0,2$ , то эффекты второго рода можно приближенно учесть, умножив значимые эффекты сейсмического воздействия на коэффициент, равный  $1/(1 - \theta)$ .

(4)Р Значение коэффициента  $\theta$  не должно превышать 0,3.

(5) Если расчетные воздействия  $E_d$  получены с использованием нелинейного метода расчета (см. 4.3.3.4), то положения (1)Р данного подпункта должны применяться в виде усилий только для хрупких элементов.

Для диссипативных зон, которые рассчитаны и законструированы с учетом пластичности, Условие сопротивляемости (4.27) должно быть удовлетворено с позиций деформаций элемента (например, пластического шарнира или пластического поворота). Причем деформативные способности элемента должны определяться с применением соответствующих частных коэффициентов по материалам (см. также EN 1992-1-1:2004 (5.7(2); 5.7(4)P).

(6) Усталостное сопротивление не требуется проверять при сейсмической расчетной ситуации.

#### 4.4.2.3 Условия общей и локальной пластичности

(1)P Необходимо убедиться, что элементы конструкции и сооружение в целом обладают достаточной пластичностью. Для этого следует принять во внимание степень ожидаемого использования пластичности, которая зависит от выбранной системы и выбранного коэффициента поведения.

(2)P Для обеспечения требуемой конфигурации пластических шарниров и предотвращения хрупкого разрушения конструкций должны быть выполнены специальные требования по материалам, как это указано в Разделах 5 – 9 СП РК EN 1998-1:2004/2012, и, если это предусмотрено, положения проектирования по предельной несущей способности, позволяющие обеспечить необходимую последовательность изменения сопротивляемости разных структурных компонентов.

(3)P В многоэтажных зданиях формирование механизма пластического деформирования в гибких этажах должно быть исключено, поскольку такой механизм может вызвать чрезмерные местные пластические деформации в колоннах гибкого этажа.

(4) Если иное не указано в Разделах 5 – 8, то для выполнения требования (3)P, в рамных каркасных зданиях и зданиях эквивалентных рамным каркасным, как определено 5.1.2(1), высотой 2 и более этажей, во всех соединениях первичных или вторичных балок с первичными колоннами необходимо соблюдать следующее условие:

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \Sigma M_{Rb}, \quad (4.29)$$

где

$\Sigma M_{Rc}$  – сумма расчетных значений моментов сопротивления колонн в зонах узловых соединений. В Выражении (4.29) следует использовать минимальные значения моментов, которые в диапазоне осевых сил, соответствующих сейсмической расчетной ситуации, определяют сопротивления колонн;

$\Sigma M_{Rb}$  – сумма расчетных значений моментов сопротивления балок в зонах узловых соединений. При использовании соединений с частичной прочностью моменты сопротивления этих соединений также учитываются при определении  $\Sigma M_{Rb}$ .

**ПРИМЕЧАНИЕ** Строгая интерпретация Выражения (4.29) требует вычисления моментов в центре узлового соединения. Эти моменты соответствуют расчетным значениям моментов сопротивления колонн или балок на наружных поверхностях узловых соединений, плюс соответствующий допуск на моменты, вызванных сдвигами на поверхностях узлов. Однако потеря

точности, если допуск на сдвиг не учтен, является несущественной, а полученное упрощение значительным. Такая аппроксимация считается допустимой.

(5) Выражение (4.29) должно соблюдаться в двух ортогональных вертикальных плоскостях изгиба, которые в зданиях с рамами, расположенными в двух ортогональных направлениях, определяются этими двумя направлениями. Выражение (4.29) должно соблюдаться для обоих направлений (положительного и отрицательного) воздействия моментов балки вокруг узла соединения, причем моменты колонн всегда противодействуют моментам балок. Если конструктивная система представляет собой рамный каркас или эквивалент рамного каркаса только в одном из двух главных горизонтальных направлений конструктивной системы, то Выражение (4.29) должно выполняться только в пределах вертикальной плоскости по этому направлению.

(6) Правила (4) и (5) этого подраздела можно не применять для верхнего уровня многоэтажных зданий.

(7) Правила проектирования по несущей способности, направленные на предотвращение хрупкого разрушения, приведены в Разделах 5 – 7.

(8) Правила (1)Р и (2)Р этого подраздела считаются выполненными, если выполняются все следующие условия:

а) обеспечиваются механизмы пластического деформирования, определенные путем простого нелинейного статического расчета;

б) потребности в общей, межэтажной и местной пластичности, а также потребности в деформативности, определенные простым нелинейным статическим расчетом (с различными схемами горизонтальных нагрузок), не превышают его соответствующего потенциала;

с) хрупкие элементы работают в упругой области.

#### **4.4.2.4 Условие равновесия**

(1)Р Конструктивная система здания должна быть устойчивой – в том числе на опрокидывание или скольжение – при сейсмической расчетной ситуации, указанной в EN 1990:2002 (6.4.3.4).

(2) В особых случаях равновесие при сейсмическом воздействии, определенном, как описано в 3.2.3.1, может быть проверено посредством методов энергетического баланса или методами, учитывающими геометрическую нелинейность.

#### **4.4.2.5 Сопротивляемость горизонтальных диафрагм**

(1)Р Диафрагмы и связи жесткости в горизонтальных плоскостях должны быть способны с соответствующим резервом прочности передавать эффекты расчетного сейсмического воздействия системам, с которыми они соединены.

(2) Требование (1)Р данного подраздела считается выполненным, если при соответствующих проверках сопротивляемости, эффекты сейсмического воздействия в горизонтальной диафрагме, полученные при расчете, умножаются на коэффициент резерва прочности  $\gamma_d$  больше 1,0.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения  $\gamma_d$ , предписанные для использования в стране, могут быть обоснованы в ее Национальном Приложении. Рекомендованные значения: 1,3 – для форм хрупкого разрушения, таких как сдвиг в бетонных диафрагмах, и 1,1 – для форм пластичного разрушения.

(3) Указания по проектированию бетонных диафрагм приведены в 5.10.

#### 4.4.2.6 Сопротивляемость фундаментов

(1)Р Фундаментная система должна соответствовать EN 1998-5:2004 и EN 1997-1:2004.

(2)Р Эффекты воздействия в элементах фундамента должны быть определены расчетом по предельной несущей способности с учетом возможного наличия у сооружения резервов прочности, но они не должны превышать эффекты воздействия, соответствующие реакции сооружения в сейсмической расчетной ситуации при его упругом поведении ( $q = 1,0$ ).

(3) Если эффекты воздействия на фундаменты были определены с использованием значения коэффициента поведения  $q$ , применяющегося к низко диссипативным конструкциям (см. 2.2.2(2)), то расчеты по предельной несущей способности в соответствии с (2)Р не требуются.

(4) Для фундаментов отдельных вертикальных элементов (стен или колонн), пункт (2)Р этого подраздела считается выполненным, если расчетные значения эффектов воздействия  $E_{Fd}$  на фундаменты получены следующим образом:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E}, \quad (4.30)$$

где

$\gamma_{Rd}$  – коэффициент резерва прочности, принимаемый 1,0 при  $q \leq 3$  или 1,2 в других случаях;

$E_{F,G}$  – эффект несейсмических воздействий, входящих в комбинацию воздействий для сейсмической расчетной ситуации (см. EN 1990:2002 (6.4.3.4));

$E_{F,E}$  – эффект воздействия при сейсмической расчетной ситуации;

$\Omega$  – значение  $(R_{di}/E_{di}) \leq q$  диссипативной зоны или элемента  $i$  сооружения, которые имеют наибольшее влияние на рассматриваемый эффект  $E_F$ ; где

$R_{di}$  – расчетное сопротивление зоны или элемента  $i$ ;

$E_{di}$  – расчетное значение эффекта воздействия на зону или элемент  $i$  в сейсмической расчетной ситуации.

(5) Для фундаментов несущих стен или колонн рамных каркасов, коэффициент  $\Omega$  – это минимальное значение соотношения  $M_{Rd}/M_{Ed}$  в двух ортогональных главных направлениях в наименьшем поперечном сечении вертикального элемента, в котором возможно формирование пластического шарнира при сейсмической расчетной ситуации.

(6) Для фундаментов колонн каркасов с концентрическими связями,  $\Omega$  – это минимальное значение соотношения  $N_{pl,Rd}/N_{Ed}$  по всем растянутым диагональным связям связевого каркаса (см. 6.7.4(1)).

(7) Для фундаментов колонн каркасов с эксцентрическими связями  $\Omega$  – это минимальное из следующих двух значений: минимального соотношения  $V_{pl,Rd}/V_{Ed}$  из всех

коротких сейсмических звеньев и минимального соотношения  $M_{pl,Rd}/M_{Ed}$  из всех промежуточных и длинных звеньев в связевом каркасе (см. 6.8.3(1)).

(8) Для фундаментов, являющихся общими для более чем одного вертикального элемента (фундаментные балки, ленточные фундаменты, ростверки и т.п.) требование (2)Р считается выполненным, если значение  $\Omega$ , используемое в Выражении (4.30), получено для вертикального элемента с наибольшей горизонтальной поперечной силой в сейсмической расчетной ситуации, или, альтернативно, если в Выражении (4.30) значение  $\Omega = 1$  применяется совместно со значением коэффициента резерва прочности  $\gamma_{Rd}$ , увеличенным до 1,4.

#### **4.4.2.7 Требование к антисейсмическим швам**

(1)Р Здания должны быть защищены от соударений, вызванных колебаниями смежных конструкций или независимых отсеков этого здания при землетрясении.

(2) Пункт (1)Р считается выполненным:

а) для зданий или конструктивно независимых отсеков, которые не принадлежат одному сооружению, если расстояние от линии расположения здания (отсека) до потенциальных точек возможных соударений не меньше, чем максимальное горизонтальное перемещение здания на соответствующем уровне, вычисленное по Выражению (4.23);

б) для зданий или конструктивно независимых отсеков, принадлежащих одному зданию, если расстояние между ними не менее, чем корень квадратный из суммы квадратов максимальных горизонтальных перемещений двух зданий или блоков в соответствующем уровне, вычисленных по Выражению (4.23);

(3) Если высоты расположения перекрытий здания или независимого отсека такие же самые, как высоты смежного здания или отсека, то вышеуказанные минимальные расстояния могут быть уменьшены с помощью коэффициента 0,7.

#### **4.4.3 Ограничение ущерба**

##### **4.4.3.1 Общие сведения**

(1) Требование по ограничению ущерба считается выполненным, если при сейсмическом воздействии, имеющем большую вероятность возникновения, чем расчетное сейсмическое воздействие, соответствующее требованию по отсутствию разрушения согласно 2.1(1)Р и 3.2.1(3), междуэтажные сдвиги ограничены согласно 4.4.3.2.

(2) Дополнительные проверки ограничения ущерба могут потребоваться в случае важности зданий для гражданской защиты или для зданий, содержащих чувствительное оборудование.

##### **4.4.3.2 Ограничение межэтажного перекоса**

(1) Следующие ограничения должны быть рассмотрены, если иное не указано в Разделах 5 – 9:

а) для зданий, имеющих неконструктивные элементы из хрупкого материала, прикрепленные к конструкции:

$$d_r v \leq 0,005h; \quad (4.31)$$

б) для зданий, имеющих пластические неконструктивные элементы:

$$d_r v \leq 0,0075h; \quad (4.32)$$

с) для зданий, имеющих неконструктивные элементы, закрепленные таким образом, чтобы не оказывать влияние на деформации конструкции, или для зданий без неконструктивных элементов:

$$d_r v \leq 0,010h, \quad (4.33)$$

где

$d_r$  – расчетный перекос этажа, определенный в соответствии с 4.4.2.2(2);

$h$  – высота этажа;

$v$  – коэффициент редукции, учитывающий более низкий период повторяемости сейсмических воздействий, соответствующих требованию ограничения ущерба.

(2) Значение коэффициента редукции  $v$  может также зависеть от класса ответственности здания. При его использовании подразумевается, что спектр упругой реакции сейсмического воздействия, при котором требование ограничения ущерба должно быть удовлетворено (см. 3.2.2.1(1)Р), имеет ту же самую форму, что и спектр упругих реакций расчетного сейсмического воздействия, при котором согласно 2.1(1)Р и 3.2.1(3) должно быть удовлетворено «требование критического предельного состояния».

**ПРИМЕЧАНИЕ** Значения, предписанные  $v$  в конкретной стране, могут быть найдены в ее Национальном Приложении. Разные значения  $v$  могут быть установлены для разных сейсмических зон страны в зависимости от условий сейсмической опасности и от целей защиты объекта. Рекомендованные значения  $v$ : 0,4 – для классов ответственности III и IV и 0,5 – для классов ответственности I и II.

## 5 СПЕЦИАЛЬНЫЕ ПРАВИЛА ДЛЯ БЕТОННЫХ ЗДАНИЙ

### 5.1 Общие сведения

#### 5.1.1 Область применения

(1)Р Раздел 5 следует применять при проектировании в сейсмических зонах зданий из армированного бетона, именуемых далее как бетонные здания. Раздел содержит правила, как для монолитных бетонных зданий, бетонируемых на месте (на строительной площадке), так и для бетонных зданий сборного типа.

(2)Р Данный Раздел не предусматривает правила и их применение для бетонных зданий, в которых, согласно 4.2.2, первичные элементы представлены безригельным каркасом с плоскими сплошными плитами перекрытий.

(3)Р Проектирование бетонных зданий следует выполнять в соответствии с EN 1992-1-1:2004. Нижеследующие правила Раздела следует применять дополнительно к правилам, содержащимся в EN 1992-1-1:2004.

#### 5.1.2 Термины и определения

(1) В Разделе 5 используются следующие термины и определения:

**Критическая зона** (critical region): Зона первичного элемента с наибольшими результирующими значениями усилий ( $M$ ,  $N$ ,  $V$ ,  $T$ ) при расчетных комбинациях воздействий и зона возможного формирования пластических шарниров.

ПРИМЕЧАНИЕ В бетонных зданиях критические зоны являются зонами диссипации. Размеры критической зоны для каждого типа первичного элемента следует определять согласно соответствующей статье этого раздела.

**Балка** (beam): Элемент конструктивной системы, который главным образом воспринимает поперечные нагрузки, и в котором нормализованное осевое усилие  $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$  не должно превышать 0,1 (положительное сжатие).

ПРИМЕЧАНИЕ Балки в основном являются горизонтальными элементами.

**Колонна** (column): Элемент конструктивной системы, воспринимающий усилия осевого сжатия или подверженный действию нормализованного расчетного осевого усилия  $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$  более 0,1.

ПРИМЕЧАНИЕ Колонны в основном являются вертикальными элементами.

**Стена** (wall): Элемент конструктивной системы, поддерживающий другие элементы и имеющий удлиненное в плане поперечное сечение с соотношением длины к толщине  $l_w/b_w$  более 4.

ПРИМЕЧАНИЕ Плоскости стен имеют в основном вертикальное направление.

**Пластичная стена** (ductile wall): Стена, закрепленная в своем основании таким образом, чтобы это основание не имело возможности относительных поворотов по

отношению к остальной части конструктивной системы и, которая запроектирована и детализирована таким образом, чтобы обеспечить диссипацию энергии в изгибном пластическом шарнире, образуемом несколько выше основания в зоне свободной от проемов или больших отверстий.

**Большая слабоармированная стена** (large lightly reinforced wall): Стена с большим размером поперечного сечения, а именно – горизонтальный размер  $l_w$  равен, как минимум, 4 м, либо двум третям от высоты стены  $h_w$ ; предполагается, что в этой стене будет развиваться небольшое количество трещин и ее способность к пластическому деформированию при расчетных сейсмических воздействиях будет ограничена.

ПРИМЕЧАНИЕ Предполагается то, что такая стена будет преобразовывать сейсмическую энергию в потенциальную энергию через временный подъем масс конструкций, а энергия колебаний будет рассеиваться за счет раскачивания здания на грунте как жесткого тела и т.п.. Вследствие размеров стены, либо недостаточного защемления в ее основании, либо из-за соединений с большими поперечными стенами, которые препятствуют формированию пластического шарнира в ее основании при повороте, в ней не может быть реализована система эффективной диссипации энергии через пластические шарниры в основании.

**Связанная стена** (coupled wall): Элемент конструктивной системы, который состоит из двух или нескольких стен, объединенных в единую систему в достаточной мере пластичными балками («связующими балками»), способными уменьшить, по крайней мере, на 25 % суммарный изгибающий момент в основании, возникающий при раздельной работе этих стен.

**Стеновая система** (wall system): Конструктивная система, в которой вертикальные и горизонтальные нагрузки воспринимаются главным образом вертикальными связанными или несвязанными стенами, чье сопротивление сдвигу в основании превышает 65 % от общего сопротивления сдвигу конструктивной системы в целом.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 В этом и последующих определениях указанная доля сопротивления сдвигу может быть заменена долей поперечных сил в сейсмической расчетной ситуации.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Если большая часть общего сопротивления стен сдвигу, приходится на связанные стены, то всю конструктивную систему можно рассматривать как систему связанных стен.

**Рамная система** (frame system): Конструктивная система, в которой вертикальные и горизонтальные нагрузки воспринимаются главным образом пространственными рамами, чье сопротивление сдвигу в основании превышает 65 % от общего сопротивления сдвигу конструктивной системы в целом.

**Двойная система** (dual system): Конструктивная система, в которой вертикальные нагрузки воспринимаются главным образом пространственными рамами, а горизонтальным нагрузкам сопротивляются частично система рам и частично, связанные или несвязанные стены конструктивной системы.

**Двойная система, эквивалентная рамной** (frame-equivalent dual system): Двойная система, в которой сопротивление рам сдвигу составляет более 50 % от общего сопротивления сдвигу всей конструктивной системы.



**Двойная система, эквивалентная стеновой** (wall-equivalent dual system): Двойная система, в которой сопротивление стен сдвигу составляет более 50 % от общего сопротивления сдвигу всей конструктивной системы.

**Крутильно-податливая система** (torsionally flexible system): Двойная или стеновая система, не обладающая достаточной жесткостью на кручение (см. 5.2.2.1(4)Р и (6)).

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Например, конструктивная система, состоящая из гибких рам, объединенных со стенами, сконцентрированными в плане около центра здания.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Это определение не распространяется на системы, содержащие несколько существенно перфорированных стен, расположенных вокруг вертикальных коммуникаций и оборудования. Соответствующее определение таких конструктивных систем следует формулировать в каждом отдельном случае.

**Система типа перевернутого маятника** (inverted pendulum system): Система, в которой 50 % массы или более находится в верхней трети высоты конструктивной системы, либо в которой диссипация энергии происходит главным образом в основании системы с одной степенью свободы.

ПРИМЕЧАНИЕ К этой категории не относятся одноэтажные каркасы, у которых колонны поверху соединены вдоль обоих главных направлений здания, а значение нормированного осевого усилия  $v_d$  нигде не превышает 0,3.

## 5.2 Концепции проектирования

### 5.2.1 Способность к диссипации энергии и классы пластичности

(1)Р Проектирование сейсмостойких бетонных зданий должно обеспечить достаточную способность сооружения к диссипации энергии без существенного снижения ее общего сопротивления горизонтальным и вертикальным нагрузкам. С этой целью применяются требования и критерии Раздела 2. В сейсмической расчетной ситуации должно быть обеспечено достаточное сопротивление всех элементов конструктивной системы, а требования к нелинейным деформациям в критических зонах должны быть соразмерны с общей пластичностью, допускаемой в расчетах.

(2)Р Бетонные здания допускается альтернативно проектировать с низким уровнем диссипации и низкой пластичностью, применяя для сейсмической расчетной ситуации только правила EN 1992-1-1:2004 и пренебрегая специальными указаниями данного раздела. При этом должны соблюдаться требования, приведенные в 5.3. Для зданий без сейсмоизолирующих систем в основании (см. Раздел 10) альтернативное проектирование соответственно классу пластичности L (низкий) рекомендуется только для случаев низкой сейсмичности (см. 3.2.1(4)).

(3)Р Сейсмостойкие бетонные здания, кроме оговоренных в (2)Р, следует проектировать таким образом, чтобы обеспечить их способность к диссипации энергии и к общему пластическому поведению. Общее пластическое поведение обеспечивается, если требуемая пластичность достигается путем вовлечения в пластическую работу возможно большего количества различных элементов, расположенных на всех этажах сооружения. С

этой целью, с достаточной надежностью, пластические режимы отказов (например, изгиб) должны предшествовать хрупким формам повреждений (например, сдвигу).

(4)Р Бетонные здания, запроектированные согласно (3)Р этого подраздела, в зависимости от их способности к гистерезисной диссипации, классифицированы на два класса пластичности DCM (средняя пластичность) и DCH (высокая пластичность). Оба класса соответствуют зданиям, для которых расчет, выбор размеров и конструирование соответствуют специфичным условиям обеспечения сейсмостойкости, позволяющим сооружениям развивать устойчивые механизмы с высокой гистерезисной диссипацией энергии при повторяющихся знакопеременных нагрузках без возникновения хрупких повреждений (отказов).

(5)Р Для обеспечения пластичности необходимого уровня, соответствующего классам пластичности М и Н, следует выполнять специальные требования для всех элементов конструктивной системы в каждом классе (см. 5.4 – 5.6). В соответствии с предусматриваемым различным уровнем пластичности в двух классах, для каждого класса пластичности используются различные значения коэффициента поведения  $q$  (см. 5.2.2.2).

**ПРИМЕЧАНИЕ** Географические ограничения на применение классов пластичности М и Н могут быть обоснованы в соответствующем Национальном Приложении.

## **5.2.2 Типы конструктивных систем и коэффициенты поведения**

### **5.2.2.1 Типы конструктивных систем**

(1)Р Бетонные здания, исходя из их поведения при горизонтальных сейсмических воздействиях, следует классифицировать по одному из следующих типов конструктивных систем (см. 5.1.2):

- а) рамная система;
- б) двойная система (эквивалентная рамной или стеновой);
- с) система из пластичных стен (связанных или несвязанных);
- д) система из больших слабоармированных стен;
- е) система типа перевернутого маятника;
- ф) крутильно-податливая система.

(2) Бетонные здания, кроме конструктивных систем, классифицируемых как крутильно-податливые системы, могут классифицироваться по одному типу конструктивной системы в одном горизонтальном направлении и по другому типу в другом направлении.

(3)Р Стеновую систему следует классифицировать как систему из больших слабоармированных стен, если в рассматриваемом горизонтальном направлении она включает в себя по крайней мере две стены с горизонтальным размером не меньше 4,0 м или  $2h_w/3$  (что меньше), которые совместно воспринимают по крайней мере более 20 % от общей гравитационной нагрузки в сейсмической расчетной ситуации, а также если эта система, при закреплении стен в основании против поворота, имеет период основного тона колебаний  $T_1$  меньший или равный 0,5 с. Одну стену в одном из двух направлений,

отвечающую вышеизложенным условиям, допускается иметь только при условии, что: (а) в рассматриваемом направлении принимается базовое значение коэффициента поведения  $q_0$ , разделенное на коэффициент 1,5 вместо значений, данных в Таблице 5.1 и (b) в ортогональном направлении имеются, по меньшей мере, две стены, отвечающие вышеизложенным условиям.

(4)Р Четыре первых типа систем (т.е. рамная, двойная и стеновые системы обоих типов) должны иметь минимальную жесткость при кручении, которая удовлетворяет Выражению (4.1b) в обоих горизонтальных направлениях.

(5) Для рамных или стеновых систем с вертикальными элементами, которые имеют правильное расположение в плане, требование, указанное в (4)Р этого подраздела, может считаться удовлетворенным без выполнения аналитической проверки.

(6) Рамные, двойные или стеновые системы, не обладающие минимальной жесткостью при кручении, согласно (4)Р этого подраздела, должны быть классифицированы как крутильно-податливые системы.

(7) Если конструктивная система не классифицируется как система больших слабоармированных стен, согласно (3)Р, то все ее стены должны быть запроектированы и детализированы как пластичные стены.

#### 5.2.2.2 Коэффициенты поведения при горизонтальных сейсмических воздействиях

(1)Р Верхнее предельное значение коэффициента поведения  $q$ , представленного в 3.2.2.5(3) для оценки способности к диссипации энергии, следует получать для каждого расчетного направления следующим образом:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5, \quad (5.1)$$

где

$q_0$  – базовая величина коэффициента поведения, зависящая от типа конструктивной системы и от ее регулярности по высоте (см. (2) этого подраздела);

$k_w$  – коэффициент, отображающий преобладающую форму повреждений (отказов) в конструктивных системах со стенами (см. (11)Р этого подраздела).

(2) Для зданий, регулярных по высоте, согласно 4.2.3.3, базовые значения  $q_0$  для различных типов конструктивных систем приведены в Таблице 5.1.

**Таблица 5.1 – Базовые значения коэффициента поведения  $q_0$  для систем, регулярных по высоте**

Типы конструктивных систем	DCM (средняя пластичность)	DCH (высокая пластичность)
Рамная система, двойная система, система из связанных стен	$3,0\alpha_w/\alpha_1$	$4,5\alpha_w/\alpha_1$
Система из несвязанных стен	3,0	$4,0\alpha_w/\alpha_1$
Крутильно-податливая система	2,0	3,0

Система типа перевернутого маятника	1,5	2,0
-------------------------------------	-----	-----

(3) Для зданий, нерегулярных по высоте, значение  $q_0$  должно быть уменьшено на 20 % (см. 4.2.3.1(7) и Таблицу 4.1).

(4)  $\alpha_1$  и  $\alpha_u$  определены следующим образом:

$\alpha_1$  – это значение коэффициента, на которое следует умножать горизонтальное расчетное сейсмическое воздействие, чтобы сначала достичь пластического сопротивления в любом элементе конструктивной системы; все остальные расчетные положения остаются неизменными;

$\alpha_u$  – это значение коэффициента, на которое следует умножать горизонтальное расчетное сейсмическое воздействие, для того, чтобы сформировать пластические шарниры в достаточном количестве сечений для создания общей конструктивной изменяемости, в то время как все другие расчетные положения остаются неизменными. Коэффициент  $\alpha_u$  можно получить из простого нелинейного статического общего расчета (расчета последовательности разрушения элементов конструктивной системы).

(5) Если мультипликативный коэффициент  $\alpha_u/\alpha_1$  невозможно получить из подробного расчета, то для регулярных в плане зданий допускается использовать следующие приблизительные значения  $\alpha_u/\alpha_1$ :

а) Рамы или двойные системы, эквивалентные рамным:

– одноэтажные здания:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$ ;

– многоэтажные, однопролетные рамы:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$ ;

– многоэтажные, многопролетные рамы или двойные системы, эквивалентные рамным:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$ .

б) Стеновые или двойные системы, эквивалентные стеновым:

– стеновые системы только с двумя несвязанными стенами в горизонтальном направлении:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$ ;

– другие несвязанные стеновые системы:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$ ;

– двойная система, эквивалентная стеновой или связанные стеновые системы:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$ .

(6) Для зданий, нерегулярных в плане (см. 4.2.3.2), приблизительное значение  $\alpha_u/\alpha_1$ , если не выполнены вычисления для оценки их значения, допускается принимать равными среднему значению из (а) 1,0 и из (б), приведенные в (5) этого подраздела.

(7) Значения  $\alpha_u/\alpha_1$ , превышающие приведенные в (5) и (6) этого подраздела, допускается использовать при условии, что они подтверждаются простым нелинейным статическим (pushover) общим расчетом.

(8) Максимальное значение  $\alpha_u/\alpha_1$  при проектировании следует принимать равным 1,5, даже если анализ, указанный в (7) этого подраздела, приводит к более высоким значениям.

(9) Значение  $q_0$ , приведенное для системы типа перевернутого маятника, допускается увеличить, если гарантированно, что обеспечивается соответствующая высокая диссипация энергии в критической зоне конструкции.

(10) Если специальная и официальная программа системы качества применяется при проектировании, при приобретении материалов и в строительстве в дополнение к стандартной программе надзора, то допускается увеличение значения  $q_0$ . Увеличенные значения не могут превышать значения, приведенные в Таблице 5.1, более чем на 20 %.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения, приписываемые  $q_0$  для применения в Стране и возможные значения для специфических проектов, в которых используется специальная программа системы качества, могут быть обоснованы в Национальном Приложении.

(11)Р Коэффициент  $k_w$ , отражающий преобладающую форму повреждений (отказов) в конструктивных системах со стенами, следует рассчитывать с учетом рекомендаций:

$$k_w = \begin{cases} 1,00 - \text{для рамных и двойных систем, эквивалентных рамным;} \\ (1 + \alpha_0)/3 \leq 1 - \text{но не менее 0,5 для стеновых, эквивалентных} \\ \text{стеновым и крутильно - податливых систем} \end{cases}, \quad (5.2)$$

где  $\alpha_0$  – преобладающее соотношение сторон стен конструктивной системы.

(12) Если соотношения сторон  $h_{wi}/l_{wi}$  всех стен  $i$  сооружения отличаются незначительно, то преобладающее соотношение сторон  $\alpha_0$  может быть определено из следующего Выражения:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi}, \quad (5.3)$$

где  $h_{wi}$  – высота стены  $i$ ;

$l_{wi}$  – длина в поперечном сечении стены  $i$ .

(13) Системы больших слабоармированных стен не могут быть надежными в части диссипации энергии в пластических шарнирах, поэтому их следует проектировать как сооружения DCM.

### 5.2.3 Критерии проектирования

#### 5.2.3.1 Общие сведения

(1) Концепции проектирования в 5.2.1 и Разделе 2 должны соблюдаться при проектировании конструктивных элементов сейсмостойких бетонных зданий в соответствии с 5.2.3.2 – 5.2.3.7.

(2) Критерии проектирования в 5.2.3.2 – 5.2.3.7 будут считаться удовлетворенными, если соблюдены правила 5.4 – 5.7.

#### 5.2.3.2 Условие локального сопротивления

(1)Р Все критические зоны сооружения системы должны удовлетворять требованиям 4.4.2.2(1).

#### 5.2.3.3 Правила проектирования по предельной несущей способности

(1)Р Хрупкое повреждение или другие нежелательные механизмы повреждений (например, концентрация пластических шарниров в колоннах одного этажа

многоэтажного здания, повреждение элементов конструкции при сдвиге, повреждение узлов соединения балки с колонной, неустойчивость фундаментов, или любого элемента, предназначенного оставаться упругим) должны быть предотвращены, путем выявления эффектов расчетного воздействия в отдельных зонах из условия равновесия, предполагая при этом, что, в соседних с ними зонах сформировались пластические шарниры с их возможными резервами прочности.

(2) Первичные колонны рамных или эквивалентных рамным бетонных конструктивных систем должны удовлетворять требованиям проектирования из 4.4.2.3(4) со следующими ниже исключениями.

а) В плоских рамах, имеющих, по крайней мере, четыре колонны с одинаковыми размерами поперечного сечения, нет необходимости обязательно удовлетворять Выражению (4.29) во всех колоннах, а только в трех из каждой четырех колонн;

б) В нижнем этаже двухэтажных зданий, если ни в одной колонне значение нормированного осевого усилия  $v_d$  не превышает 0,3.

(3) Арматура плиты, параллельная балке и находящаяся в пределах полок, определенных в 5.4.3.1.1(3), может повышать прочность балки при изгибе и должна приниматься во внимание при вычислении  $\Sigma M_{Rb}$  в Выражении (4.29), если она заанкерена по верхней грани за пределами поперечного сечения балки на внешней стороне соединения.

#### **5.2.3.4 Условие локальной пластичности**

(1)Р Для достижения требуемой общей пластичности конструктивной системы, зоны возможного формирования пластических шарниров, которые будут позже определены для каждого отдельного типа элемента здания, должны обладать высокой способностью к пластическому повороту.

(2) Предполагается, что пункт (1)Р будет удовлетворен, если будут выполняться нижеследующие условия:

а) обеспечивается достаточная пластичность по кривизне во всех критических зонах первичных элементов, включая концы колонн (в зависимости от возможности формирования пластических шарниров в колоннах) (см. (3) этого подраздела);

б) не допускается местная потеря устойчивости сжатой арматуры в зонах возможных пластических шарниров первичных элементов. Соответствующие правила применения приведены в 5.4.3 и 5.5.3;

с) для достижения локальной пластичности принимаются соответствующие требования к бетону и арматуре:

– сталь, используемая в критических зонах первичных элементов, должна иметь высокое равномерное пластическое удлинение (см. 5.3.2.(1)Р, 5.4.1.1(3)Р, 5.5.1.1(3)Р);

– соотношение сопротивления на растяжение к пределу текучести арматуры, используемой в критических зонах первичных элементов, должно быть значительно выше, чем единица. Арматурная сталь, которая отвечает требованиям 5.3.2.(1)Р, 5.4.1.1(3)Р, 5.5.1.1(3)Р, также должна соответствовать этому требованию;

– бетон, применяемый в первичных элементах, должен обладать достаточной прочностью на сжатие и иметь деформации разрушения, превышающие деформации при

максимальной прочности на сжатие с достаточным резервом. Бетон, соответствующий требованиям 5.4.1.1(1)Р или 5.5.1.1(3)Р, может считаться удовлетворяющим этим условиям.

(3) Если отсутствуют более точные данные и за исключением случая, когда применяется (4) этого подраздела, считается, что (2)а) этого подраздела удовлетворяется, если коэффициент пластичности по кривизне  $\mu_\phi$  этих зон (определяемый как отношение кривизны постпредельного сопротивления при 85 % моменте сопротивления к кривизне при пластической деформации, при условии, что предельные деформации бетона и стали  $\varepsilon_{cu}$  и  $\varepsilon_{su,k}$  не превышены), как минимум равен следующим значениям:

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1, \quad \text{если } T_1 \geq T_C \quad (5.4)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1, \quad \text{если } T_1 < T_C \quad (5.5)$$

где  $q_0$  – является соответствующим базовым значением коэффициента поведения из Таблицы 5.1, а  $T_1$  периодом основного тона колебания здания, оба принятые для вертикальной плоскости, в которой происходит изгиб, а  $T_C$  – максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений, согласно 3.2.2.2.(2)Р.

ПРИМЕЧАНИЕ Выражения (5.4) и (5.5) основаны на зависимости между  $\mu_\phi$  и коэффициентом пластичности по смещению  $\mu_\delta$ :  $\mu_\phi = 2\mu_\delta - 1$ , что обычно является консервативным приближением для бетонных элементов, а также на следующих соотношениях между  $\mu_\delta$  и  $q$ :  $\mu_\delta = q$ , если  $T_1 \geq T_C$  и  $\mu = 1 + (q - 1)T_C/T_1$  если  $T_1 < T_C$  (см. также В.5 в информационном Приложении В).

Значение  $q_0$  используется вместо значения  $q$ , так как значение  $q$  меньше, чем  $q_0$  в нерегулярных зданиях, которые должны обладать более высоким сопротивлением поперечным силам. Учитывая, что потребности в локальной пластичности в действительности могут быть выше, чем те, которые соответствуют значению  $q$ , уменьшение значения коэффициента пластичности по кривизне  $\mu_\phi$  считается не оправданным.

(4) В критических зонах первичных элементов с продольной арматурой из стали класса В по EN 1992-1-1:2004 (Таблица С.1), коэффициент пластичности по кривизне  $\mu_\phi$  должен превышать, по меньшей мере, в 1,5 раза значение, определяемое из Выражений (5.4) или (5.5), в зависимости от того, какое из них применяется.

### 5.2.3.5 Статическая неопределимость конструктивной системы

(1)Р Следует обеспечивать высокую степень статической неопределимости и сопровождающую ее способность к перераспределению, позволяющую расширить области диссипации энергии и увеличить общее количество диссипированной энергии. Поэтому, конструктивным системам с низкой статической неопределимостью должны назначаться более низкие значения коэффициентов поведения (см. Таблицу 5.1). Необходимую способность к перераспределению можно достичь посредством соблюдения правил локальной пластичности, приведенных в 5.4 – 5.6.

### 5.2.3.6 Вторичные элементы и сопротивления

(1)P В соответствии с 4.2.2 ограниченное количество элементов конструктивных систем можно отнести к вторичным элементам.

(2) Правила расчета и конструирования вторичных элементов приведены в 5.7.

(3) Эффекты сопротивления или устойчивости, некорректно учтенные в расчетах, могут увеличить как прочность, так и способность к диссипации энергии (например, мембранные реакции плит, вызванные вертикальными смещениями стен конструктивной системы).

(4) Неконструктивные элементы могут способствовать диссипации энергии, если они равномерно распределены в конструктивной системе.

Меры против возможных локальных неблагоприятных эффектов, возникающих в результате взаимодействия между собой конструктивных и неконструктивных элементов, приведены в 5.9.

(5) Для каменной кладки заполнения каркасов (что является традиционным примером неконструктивных элементов) специальные правила приведены в 4.3.6 и 5.9.

### **5.2.3.7 Специальные дополнительные мероприятия**

(1)P Из-за случайного характера сейсмических воздействий и неопределенности поступругого циклического поведения бетонных конструкций, общая неопределенность существенно выше, чем при несейсмических воздействиях. Поэтому нужно принимать дополнительные мероприятия, позволяющие уменьшить неопределенности, связанные с конфигурацией конструктивной системы, с расчетом, сопротивлением и пластичностью.

(2)P Значительные неопределенности сопротивления могут быть вызваны геометрическими погрешностями. Чтобы минимизировать этот тип неопределенностей, следует использовать нижеследующие правила.

а) Для уменьшения чувствительности к геометрическим погрешностям следует принимать точные минимальные размеры элементов конструктивной системы (см. 5.4.1.2 и 5.5.1.2).

б) Соотношение минимального и максимального размеров линейных элементов должно быть ограничено, чтобы минимизировать риск возникновения поперечной неустойчивости этих элементов (см. 5.4.1.2 и 5.5.1.2.1(2)P).

с) Перекосы этажей, для ограничения эффектов типа Р-Δ в колоннах, должны быть лимитированы (см. 4.4.2.2(2) – (4)).

д) Достаточный процент армирования верхней части балки в ее концевых поперечных сечениях должно сохраняться вдоль всей длины балки (см. 5.4.3.1.2(5)P, 5.5.3.1.3(5)P), что объясняется неопределенностью в расположении точки перегиба кривой деформирования.

е) Необходимо учитывать обратные моменты, не прогнозируемые расчетом, и предусматривать минимальное армирование соответствующих сторон балок (см. 5.5.3.1.3).

(3)P Чтобы минимизировать неопределенности пластичности, должны соблюдаться нижеследующие правила.

а) Во всех первичных элементах, независимо от класса пластичности, принятого в расчете (см. 5.4 и 5.5), должна быть обеспечена минимальная локальная пластичность.



б) Для исключения хрупкого разрушения после появления трещин (см. 5.4.3 и 5.5.5) должно быть предусмотрено минимальное количество растянутой арматуры.

с) Для уменьшения последствий растрескивания и выкрашивания бетона и исключения больших неопределенностей пластичности при высоком уровне осевых сил, следует соблюдать соответствующий предел нормализованной расчетной осевой силы (см. 5.4.3.2.1(3)Р, 5.4.3.4.1(2), 5.5.3.2.1(3)Р и 5.5.3.4.1(2)).

#### **5.2.4 Проверки безопасности**

(1)Р Для проверок критических предельных состояний частные коэффициенты свойств материалов  $\gamma_c$  и  $\gamma_s$  должны учитывать возможное снижение прочности материалов вследствие циклического деформирования.

(2) При отсутствии конкретных данных следует применять значения частных коэффициентов  $\gamma_c$  и  $\gamma_s$ , принятых для постоянных и переходных расчетных ситуаций, предполагая, что из-за локальной пластичности соотношение между остаточной прочностью после деградации и первоначальной прочностью, примерно равно соотношению между величинами  $\gamma_M$  для аварийных и основных комбинаций нагрузок.

(3) Если деградация прочности соответствующим образом учтена при оценке свойств материалов, то может использоваться значение  $\gamma_M$ , принятое для аварийной расчетной ситуации.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значения, приписываемые частным коэффициентам по материалам  $\gamma_c$  и  $\gamma_s$  для постоянных и переходных расчетных ситуаций, а также и аварийных расчетных ситуаций для применения в стране, могут быть приведены в её Национальном Приложении к EN 1992-1-1:2004.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Национальное Приложение может указывать, являются ли величины  $\gamma_M$ , используемые для сейсмостойкого проектирования значениями для постоянных и переходных или значениями для аварийных расчетных ситуаций. Промежуточные значения можно выбирать в Национальном Приложении, в зависимости от того, как оцениваются свойства материалов при сейсмическом нагружении. Рекомендуется выбирать то значение из (2) этого подраздела, которое позволяет использовать одно и то же значение расчетного сопротивления, как для постоянных и переходных расчетных ситуаций (например, гравитационная нагрузка с ветром), так и для сейсмической расчетной ситуации.

### **5.3 Проектирование согласно EN 1992-1-1**

#### **5.3.1 Общие сведения**

(1) Проектирование сооружений с низкой пластичностью (класс пластичности L) в соответствии с EN1992-1-1:2004 без любых дополнительных требований, кроме приведенных в 5.3.2, рекомендуется только в случаях низкой сейсмичности (см. 3.2.1(4)).

#### **5.3.2 Материалы**

(1)Р В первичных элементах, (см. 4.2.2), следует использовать арматуру классов В или С в соответствии с EN 1992-1-1:2004, Таблица С.1.

### 5.3.3 Коэффициенты поведения

(1) Значение коэффициента поведения  $q$ , используемого при определении сейсмических воздействий, вне зависимости от конструктивной системы и регулярности по высоте, не должно превышать 1,5.

## 5.4 Проектирование для DCM

### 5.4.1 Геометрические ограничения и материалы

#### 5.4.1.1 Требования к материалам

(1)Р В первичных элементах должен использоваться бетон класса не ниже С 16/20.

(2)Р В критических зонах первичных элементов следует использовать в качестве арматурной стали только стержни периодического профиля, за исключением закрытых хомутов и поперечных шпилек.

(3)Р В критических зонах первичных элементов должна применяться арматура классов В и С согласно EN 1992-1-1:2004, Таблица С.1.

(4)Р Допускается использование сварных проволочных сеток, если они отвечают требованиям (2)Р и (3)Р этого подраздела.

#### 5.4.1.2 Геометрические ограничения

##### 5.4.1.2.1 Балки

(1)Р Эксцентриситет оси балки относительно оси колонны каркаса должен быть ограничен, чтобы добиться эффективной передачи циклических моментов от первичной балки к колонне.

(2)Р Чтобы удовлетворить требованиям, определенным в (1)Р, расстояние между центральными осями двух элементов не должно превышать  $b_c/4$ , где  $b_c$  является наибольшим поперечным размером колонны перпендикулярным к продольной оси балки.

(3)Р Используя благоприятный эффект сжатия колонны на связь с горизонтальными стержнями арматуры, проходящими через место соединения, ширина  $b_w$  первичной балки, должна удовлетворять следующему Выражению:

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2b_c\}, \quad (5.6)$$

где  $h_w$  – высота балки, а  $b_c$  определено в (2) этого подраздела.

##### 5.4.1.2.2 Колонны

(1) Если не выполняется условие  $\theta \leq 0,1$  (см. 4.4.2.2(2)), то размеры поперечного сечения первичных колонн должны быть не меньше, чем одна десятая большего

расстояния между точкой обратного изгиба (перегиба) и концами колонн, при изгибе в плоскости, параллельной рассматриваемому размеру колонны.

#### **5.4.1.2.3 Пластичные стены**

(1) Толщины веб-стен  $b_{wo}$  (в метрах) должны удовлетворять следующему Выражению:

$$b_{wo} \geq \max\{0,15, h_s/20\}, \quad (5.7)$$

где  $h_s$  – это высота этажа в свету, в метрах.

(2) Дополнительные требования к толщинам периферийных элементов стен следует принимать в соответствии с 5.4.3.4.2(10).

#### **5.4.1.2.4 Большие слабоармированные стены**

(1) Положение 5.4.1.2.3(1) применяется также к большим слабоармированным стенам.

#### **5.4.1.2.5 Специальные правила для балок, поддерживающих прерывающиеся вертикальные элементы**

(1)Р Стены конструктивной системы не должны опираться на балки или плиты.

(2)Р Для первичных балок, поддерживающих колонны, которые прерываются ниже балки, применяются следующие правила:

а) ось прерывающейся колонны не должна иметь эксцентриситет относительно оси балки;

б) балка должна опираться, по меньшей мере, на две опоры, такие как стены или колонны.

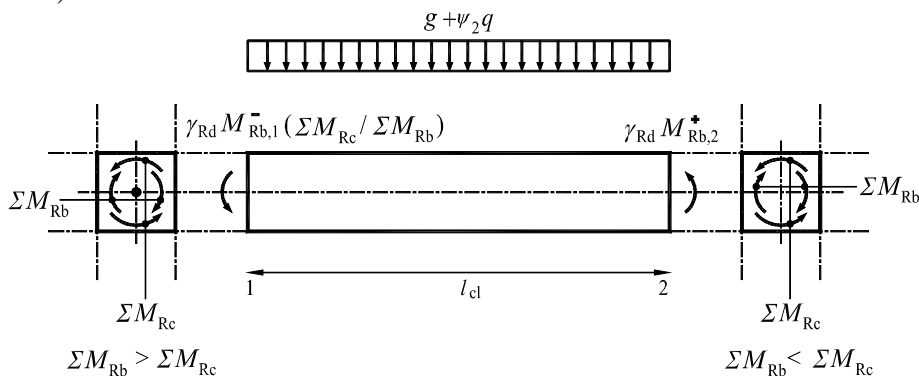
### **5.4.2 Эффекты расчетных воздействий**

#### **5.4.2.1 Общие сведения**

(1)Р За исключением пластичных первичных стен, для которых применяются специальные правила 5.4.2.4, расчетные значения изгибающих моментов и осевых сил должны быть получены из расчета сооружения при сейсмической расчетной ситуации в соответствии с EN 1990, 6.4.3.4, с учетом эффектов второго рода, согласно 4.4.2.2, и требований к предельной несущей способности 5.2.3.3(2). Допускается перераспределение изгибающих моментов в соответствии с EN 1992-1-1. Расчетные значения поперечных сил в первичных балках, колоннах, пластичных стенах и слабоармированных стенах определяются в соответствии с положениями 5.4.2.2, 5.4.2.3, 5.4.2.4 и 5.4.2.5, соответственно.

#### **5.4.2.2 Балки**

(1)Р В первичных балках расчетные поперечные силы следует определять в соответствии с правилом проектирования по предельной несущей способности на основе равновесия балки при: а) действии поперечной нагрузки в сейсмической расчетной ситуации и б) концевого момента  $M_{i,d}$  (при  $i = 1,2$  обозначающем концевые сечения балки), соответствующего формированию пластического шарнира при положительных и отрицательных направлениях сейсмической нагрузки. Пластические шарниры должны приниматься как формирующиеся на концах балки или (если сначала они образуются там первыми) в вертикальных элементах, с которыми связаны концы балки рамы (см. Рисунок 5.1).



**Рисунок 5.1 – Проектирование балок по предельной несущей способности при действии поперечных сил**

(2) Пункт (1)Р этого подраздела следует применять нижеследующим образом.

а) В концевом сечении  $i$  необходимо вычислить два значения действующей поперечной силы, то есть максимум  $V_{Ed,max,i}$  и минимум  $V_{Ed,min,i}$ , которые соответствуют максимальному положительному и максимальному отрицательному моментам  $M_{i,d}$ , которые могут образовываться в балке на концах 1 и 2.

б) Концевые моменты  $M_{i,d}$  в (1)Р и (2) этого подраздела можно определить, как указано ниже:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right), \quad (5.8)$$

где

$\gamma_{Rd}$  – это коэффициент, учитывающий возможный резерв прочности вследствие деформационного упрочнения стали, значение которого для балок DCM можно принять равным 1,0;

$M_{Rb,i}$  – это расчетное значение момента сопротивления балки на конце  $i$  в направлении сейсмического изгибающего момента для рассматриваемого направления сейсмического воздействия;

$\sum M_{Rc}$  и  $\sum M_{Rb}$  – представляют, соответственно, сумму расчетных значений моментов сопротивлений колонн и сумму расчетных значений моментов сопротивлений балок в рамном соединении (см. 4.4.2.3(4)). Значение  $\sum M_{Rc}$  должно соответствовать осевой силе (силам) в колонне для рассматриваемого направления сейсмического воздействия в сейсмической расчетной ситуации.

с) На конце балки, где она поддерживается другой балкой, вместо рамного закрепления в вертикальном элементе, момент  $M_{i,d}$  на конце балки можно приравнять моменту, действующему в концевом сечении балки при сейсмической расчетной ситуации.

### 5.4.2.3 Колонны

(1)Р В первичных колоннах расчетные значения поперечных сил должны определяться в соответствии с правилом расчета по предельной несущей способности, на основе равновесия колонны при концевых изгибающих моментах  $M_{i,d}$  (где  $i = 1,2$  обозначает концевые сечения колонны), соответствующих формированию пластического шарнира для положительных и отрицательных направлений сейсмической нагрузки. Следует учитывать формирование пластических шарниров на концах балок, которые связаны с колоннами рамными соединениями или (если они формируются там первыми) на концах колонн (см. Рисунок 5.2).

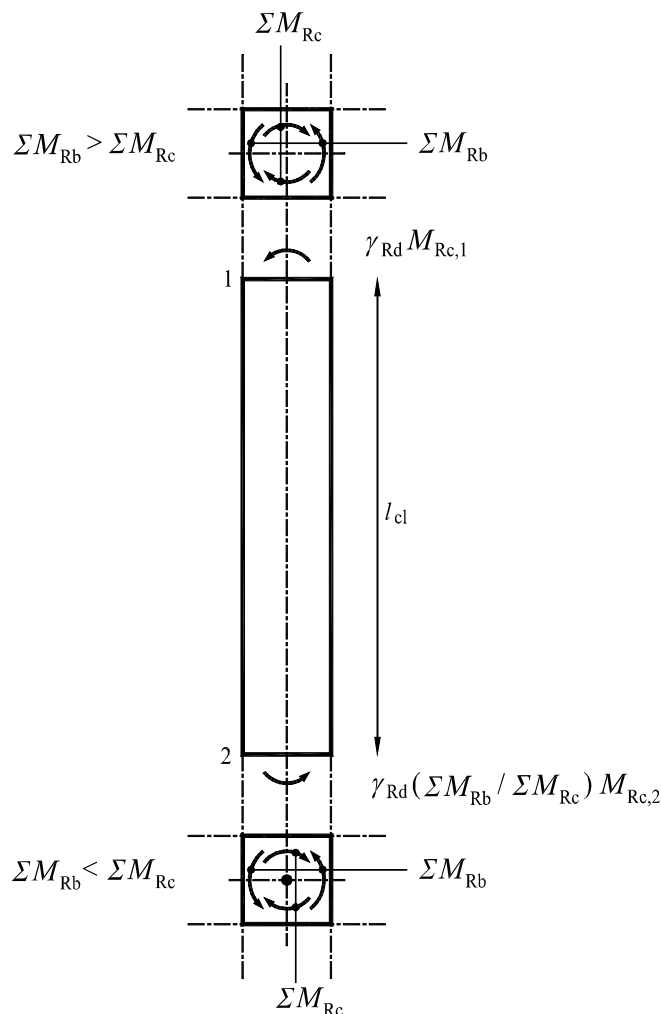


Рисунок 5.2 – Проектирование колонн по предельной несущей способности при действии поперечных сил

(2) Концевые изгибающие моменты  $M_{i,d}$  в (1)Р этого подраздела, могут быть определены из следующего Выражения:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right), \quad (5.9)$$

где

$\gamma_{Rd}$  – это коэффициент, учитывающий резервы прочности, вследствие деформационного упрочнения стали и в результате поперечного армирования бетона в сжатой зоне, принимаемый равным 1,1;

$M_{Rc,i}$  – это расчетное значение момента сопротивления колонны на конце  $i$  в направлении сейсмического изгибающего момента для рассматриваемого направления сейсмического воздействия;

$\sum M_{Rc}$  и  $\sum M_{Rb}$  – принимаются как определено в 5.4.2.2(2).

(3) Значения  $M_{Rc,i}$  и  $\sum M_{Rc}$  должны соответствовать осевой силе (силам) в колонне для рассматриваемого направления сейсмического воздействия при сейсмической расчетной ситуации.

#### 5.4.2.4 Специальные положения для пластичных стен

(1)Р Неопределенности в расчете и поступругие динамические эффекты должны быть приняты во внимание, по крайней мере, с помощью соответствующего упрощенного метода. Если нельзя применить более точный метод, допускается использовать, приведенные в нижеследующих пунктах, правила расчетной огибающей кривой для изгибающих моментов, а также путем применения повышающих коэффициентов для поперечных сил.

(2) Перераспределение эффектов сейсмических воздействий между первичными стенами до 30 % допускается при условии, что требования к общей прочности не снижаются. Поперечные силы должны быть перераспределены вместе с изгибающими моментами таким образом, чтобы в отдельных стенах отношение изгибающих моментов к поперечным силам существенно не изменялось. В стенах, подверженных разным осевым усилиям, например, связанных стенах, изгибающие моменты и поперечные силы следует перераспределять от стен, которые находятся под действием невысокого сжатия или под действием чистого растяжения, к тем стенам, которые подвержены большому осевому сжатию.

(3) В связанных стенах допускается до 20 % перераспределять эффекты сейсмических воздействий между связующими балками различных этажей, при условии, что сейсмическая осевая сила в основании каждой отдельной стены остается неизменной.

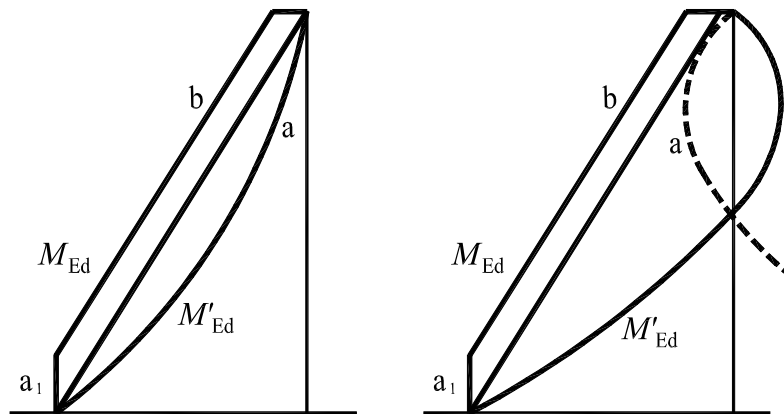
(4)Р Должны быть учтены неопределенности, относящиеся к распределению моментов по высоте узких первичных стен (имеющих отношение высоты к длине  $h_w / l_w$  более 2,0).

(5) Требование, приведенное в (4)Р этого подраздела, может быть, независимо от типа расчета, выполнено с помощью использования нижеследующей упрощенной процедуры.

Диаграмма расчетного изгибающего момента по высоте стены должна быть определена из анализа огибающей эпюры моментов, которая изменяется по вертикали

(изменение напряженного состояния). Можно допустить, что огибающая является линейной функцией, если сооружение не имеет значительных различий в массах, жесткости или прочности по своей высоте (см. Рисунок 5.3). Изменение напряжений должно согласовываться с наклоном сжатого элемента в проверке ULS при сдвиге, а также с возможным веерообразным расположением сжатых элементов около основания, а также с междуэтажными перекрытиями, работающими как связи.

(6)Р Следует учитывать, что после возникновения пластических деформаций в основании первичной стены, поперечные силы могут увеличиться.



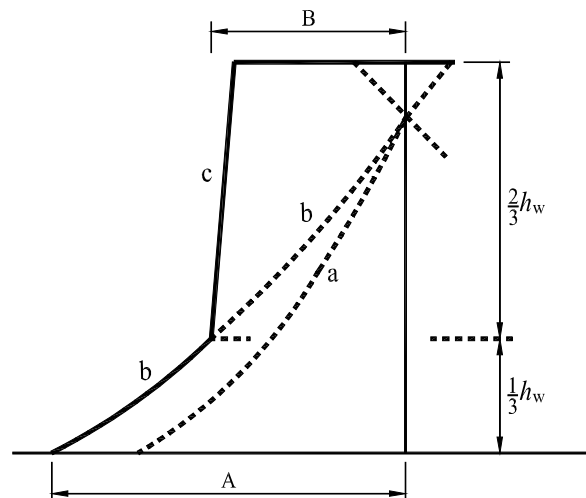
**Обозначения:**

- a – диаграмма моментов по результатам расчета;
- b – расчетная огибающая;
- a<sub>1</sub> – изменение напряженного состояния.

**Рисунок 5.3 – Расчетная огибающая для изгибающих моментов в узких стенах  
(слева: стеновая система; справа: двойная система)**

(7) Требование, приведенное в (6)Р этого подраздела, может быть удовлетворено, если расчетные поперечные силы принимаются на 50 % выше, чем поперечные силы, полученные по результатам расчета.

(8) В двойных системах, содержащих пластичные стены, для учета неопределенности эффектов от высших форм, следует использовать расчетную огибающую поперечных сил, принимаемую согласно Рисунку 5.4.



**Обозначения:**

- a – диаграмма поперечной силы по результатам расчета;
- b – диаграмма увеличенной поперечной силы;
- c – расчетная огибающая;
- A –  $V_{\text{wall}}$ ;
- B –  $V_{\text{wall,top}} \geq V_{\text{wall,base}}/2$ .

**Рисунок 5.4 – Расчетная огибающая поперечных сил в стенах двойной системы**  
**5.4.2.5 Специальные требования для больших слабоармированных стен**

(1)Р Для обеспечения того, чтобы изгибные пластические деформации предшествовали достижению ULS от сдвига, поперечную силу  $V'_{\text{Ed}}$ , полученную в расчете, следует увеличивать.

(2) Требование в (1)Р этого подраздела считается выполненным, если расчетная поперечная сила  $V_{\text{Ed}}$  в стене каждого этажа соответствует поперечной силе  $V'_{\text{Ed}}$ , вычисленной согласно следующему Выражению:

$$V_{\text{Ed}} = V'_{\text{Ed}} \frac{q+1}{2}. \quad (5.10)$$

(3)Р Дополнительные динамические осевые силы, возникающие в больших стенах в результате их отрыва от основания, или вследствие открытия и закрытия горизонтальных трещин, должны учитываться в ULS проверке стены в отношении изгиба с осевой силой.

(4) Если результаты более точных вычислений отсутствуют, динамическую составляющую осевой силы в стене из (3)Р этого подраздела можно принять равной 50 % от осевой силы в стене, обусловленной гравитационными нагрузками, присутствующими в сейсмической расчетной ситуации. Эта сила должна иметь знак плюс или минус, в зависимости от того, какой из них является наиболее неблагоприятным.

(5) Если значение коэффициента поведения  $q$  не превышает 2,0, то эффектом динамической осевой силы в (3) и (4) этого подраздела, допускается пренебречь.

## **5.4.3 ULS проверки и конструирование**

### **5.4.3.1 Балки**

#### **5.4.3.1.1 Сопротивление при изгибе и сдвиге**

(1) Сопротивление при изгибе и сдвиге следует рассчитывать согласно EN 1992-1-1:2004.

(2) Армирование верхних зон в концевых поперечных сечениях первичных балок Т- или L-образного сечения должно располагаться, главным образом, в пределах ширины ребра. Часть этого армирования допускается размещать вне ширины ребра, но в пределах эффективной ширины полки  $b_{\text{eff}}$ .

(3) Эффективной шириной полки  $b_{\text{eff}}$  допускается считать следующее:

a) для первичных балок, жестко закрепленных во внешних колоннах, эффективная ширина полки  $b_{\text{eff}}$  при отсутствии поперечной балки принимается равной ширине  $b_c$  колонны (Рисунок 5.5 b)), либо при наличии поперечной балки с подобной высотой



сечения – равной этой ширине, увеличенной на  $2h_f$  в каждую сторону от балки (Рисунок 5.5 а));

б) для первичных балок, жестко закрепленных во внутренних колоннах, вышеуказанные значения ширины могут быть увеличены на  $2h_f$  с каждой стороны балки (Рисунок 5.5 с) и d)).

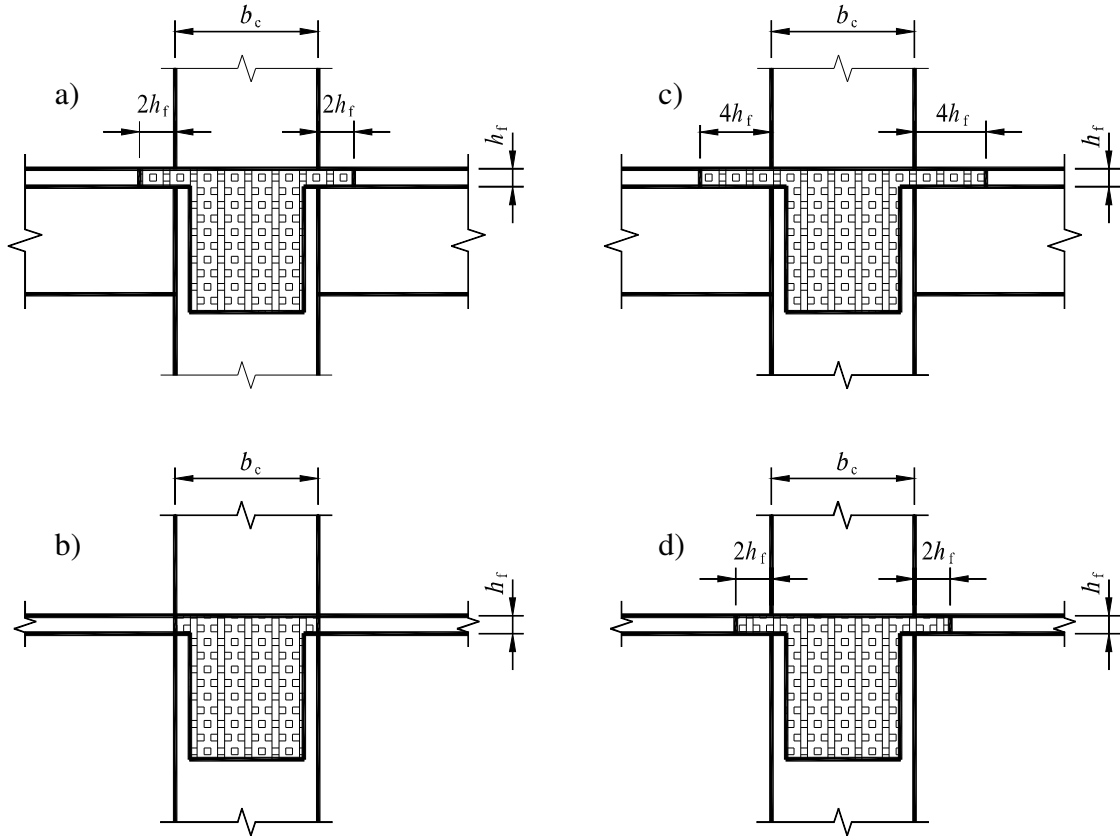


Рисунок 5.5 – Эффективная ширина полки  $b_{eff}$  для балок, жестко закрепленных в колоннах

#### 5.4.3.1.2 Конструирование для локальной пластичности

(1)Р Зоны первичной балки на расстоянии до  $l_{cr} = h_w$  (где  $h_w$  обозначает высоту балки) от концевого поперечного сечения рамной балки в соединении балка-колонна, а также зоны с обеих сторон любого другого поперечного сечения, ответственного за пластическую деформацию в сейсмической расчетной ситуации, следует рассматривать как критические зоны.

(2) В первичных балках, поддерживающих прерванные вертикальные элементы, зоны с каждой стороны поддерживаемого вертикального элемента на расстоянии до  $2h_w$ , следует рассматривать как критические зоны.

(3)Р Для обеспечения требования локальной пластичности в критических зонах первичных балок, значение коэффициента пластичности по кривизне  $\mu_\phi$  должно быть, по меньшей мере, равным значению, указанному в 5.2.3.4(3).

(4) Требование, определенное в (3)Р этого подраздела, считается выполненным, если на обеих полках балки удовлетворяются следующие условия:

а) площадь арматуры, располагающейся в сжатой зоне, составляет не менее половины площади арматуры в растянутой зоне, в дополнение к любой арматуре, работающей на сжатие, необходимой для ULS проверки балки в сейсмической расчетной ситуации.

б) коэффициент армирования  $\rho$  в растянутой зоне не превышает значение  $\rho_{\max}$  равное:

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, \quad (5.11)$$

с коэффициентами армирования растянутой зоны и сжатой зоны,  $\rho$  и  $\rho'$ , и тем и другим нормализованным по  $bd$ , где  $b$  – ширина сжатой полки балки. Если растянутая зона включает плиту, то количество армирования в плите, расположенного параллельно балке в пределах эффективной ширины полки, как определено в 5.4.3.1.1(3), должно быть включено в  $\rho$ .

(5)Р Вдоль всей длины первичной балки коэффициент армирования растянутой зоны,  $\rho$ , должен быть не меньше следующего минимального значения  $\rho_{\min}$ :

$$\rho_{\min} = 0,5 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right). \quad (5.12)$$

(6)Р В пределах критических зон первичных балок должны быть предусмотрены хомуты, удовлетворяющие следующим условиям:

а) Диаметр,  $d_{bw}$ , хомутов (в миллиметрах) должен быть не меньше, чем 6 мм.

б) Шаг,  $s$ , хомутов (в миллиметрах) не должен превышать:

$$s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL}\}, \quad (5.13)$$

где

$d_{bL}$  – минимальный диаметр продольных стержней арматуры (в миллиметрах);

$h_w$  – высота балки (в миллиметрах).

с) Первый хомут следует располагать не дальше, чем 50 мм от концевого сечения балки (см. Рисунок 5.6).

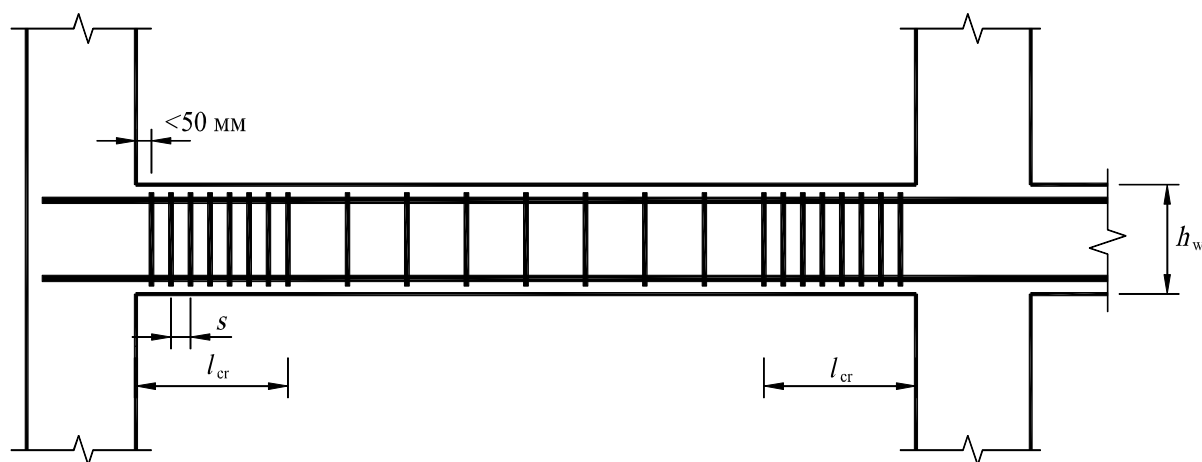


Рисунок 5.6 – Поперечное армирование в критических зонах балок

### 5.4.3.2 Колонны

#### 5.4.3.2.1 Сопротивления

(1)Р Сопротивление изгибу и сдвигу следует рассчитывать согласно EN 1992-1-1:2004, используя значение осевой силы, соответствующей сейсмической расчетной ситуации.

(2) Двухосный изгиб может быть учтен по упрощенной схеме посредством выполнения проверки отдельно в каждом направлении при одноосном моменте сопротивления, уменьшенном на 30 %.

(3)Р В первичных колоннах значение нормализованной осевой силы  $v_d$  не должно превышать 0,65.

#### 5.4.3.2.2 Конструирование первичных колонн для локальной пластичности

(1)Р Коэффициент общего продольного армирования  $\rho_1$  должен быть не меньше 0,01 и не больше 0,04. В симметричных поперечных сечениях должно быть предусмотрено симметричное армирование при условии  $\rho = \rho'$ .

(2)Р По крайней мере один промежуточный стержень должен быть предусмотрен между угловыми стержнями вдоль каждой стороны колонны, для обеспечения целостности соединений балка-колонна.

(3)Р Зоны, на расстояниях до  $l_{cr}$  от обоих концевых сечений первичной колонны, следует рассматривать как критические зоны.

(4) При отсутствии более точной информации, длину критической зоны  $l_{cr}$  (в метрах) следует вычислять из следующего Выражения:

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 0,45\}, \quad (5.14)$$

где

$h_c$  – наибольший размер поперечного сечения колонны (в метрах); и

$l_{cl}$  – свободная длина колонны (в метрах).

(5)Р При  $l_{cl}/h_c < 3$  полная высота первичной колонны считается критической зоной и должна армироваться соответствующим образом.

(6)Р В критической зоне у основания первичных колонн значение коэффициента пластичности по кривизне  $\mu_\phi$  должно предусматриваться, по меньшей мере, равным значению, приведенному в 5.2.3.4(3).

(7)Р Если при указанном значении  $\mu_\phi$  деформации бетона в любом поперечном сечении больше, чем  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ , то необходима компенсация потерь сопротивления, обусловленная возникновением трещин бетоне. Компенсация должна достигаться

посредством соответствующего усиления бетонного ядра в соответствии с положениями EN 1992-1-1:2004, 3.1.9.

(8) Требования, указанные в (6)Р и (7)Р этого подраздела, следует считать выполненными, если:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035, \quad (5.15)$$

где

$\omega_{wd}$  – коэффициент объемного армирования ограничивающими хомутами в пределах критических зон:

$$\left[ \omega_{wd} = \frac{\text{объём ограничивающих хомутов}}{\text{объём бетонного ядра}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right];$$

$\mu_{\phi}$  – это требуемое значение коэффициента пластичности по кривизне;

$\nu_d$  – это нормализованная расчетная осевая сила ( $\nu_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$ );

$\varepsilon_{sy,d}$  – это расчетное значение деформации растянутой арматуры при текучести;

$h_c$  – это высота поперечного сечения (параллельная горизонтальному направлению, в котором применяется значение  $\mu_{\phi}$  из (6)Р этого подраздела);

$h_o$  – это высота ограниченного хомутами ядра (по осевой линии ветвей хомутов);

$b_c$  – это общая ширина поперечного сечения;

$b_o$  – это ширина ограниченного хомутами ядра (по осевой линии ветвей хомутов);

$\alpha$  – это коэффициент эффективности ограничивания, равный  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ , при:

а) Для прямоугольных поперечных сечений:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6 b_o h_o, \quad (5.16a)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2 b_o)(1 - s / 2 h_o), \quad (5.17a)$$

где

$n$  – это общее количество продольных стержней, закрепленных хомутами или поперечными связями (шпильками);

$b_i$  – это расстояние между закрепленными стержнями (см. Рисунок 5.7, также для  $b_o, h_o, s$ ).

б) Для круглого поперечного сечения с кольцевыми хомутами и диаметром ограниченного ядра  $D_o$  (по осевой линии ветвей хомутов):

$$\alpha_n = 1, \quad (5.16b)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2 D_o)^2. \quad (5.17b)$$

с) Для круглого поперечного сечения со спиральными хомутами:

$$\alpha_n = 1, \quad (5.16c)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2 D_o). \quad (5.17c)$$

(9) Минимальное значение  $\omega_{wd}$  равное 0,08 должно быть обеспечено в пределах критической зоны в основании первичных колонн.

(10)Р В пределах критических зон первичных колонн, хомуты и шпильки диаметром не менее 6 мм, должны располагаться на таком расстоянии, чтобы обеспечивалась минимальная пластичность и была исключена локальная потеря устойчивости продольных арматурных стержней. Схема расположения хомутов должна быть такова, чтобы хомуты оказывали благоприятное влияние на объемное напряженное состояние поперечного сечения.

(11) Минимальные условия (10)Р этого подраздела, считаются выполненными, если соблюдены следующие условия.

а)  $s$ , расстояние между хомутами (в миллиметрах) не превышает:

$$s = \min \{ b_o/2; 175; 8d_{bL} \}, \quad (5.18)$$

где

$b_o$  – (в миллиметрах), это минимальный размер бетонного ядра (по осевой линии ветвей хомутов); и

$d_{bL}$  – это минимальный диаметр продольных стержней арматуры (в миллиметрах).

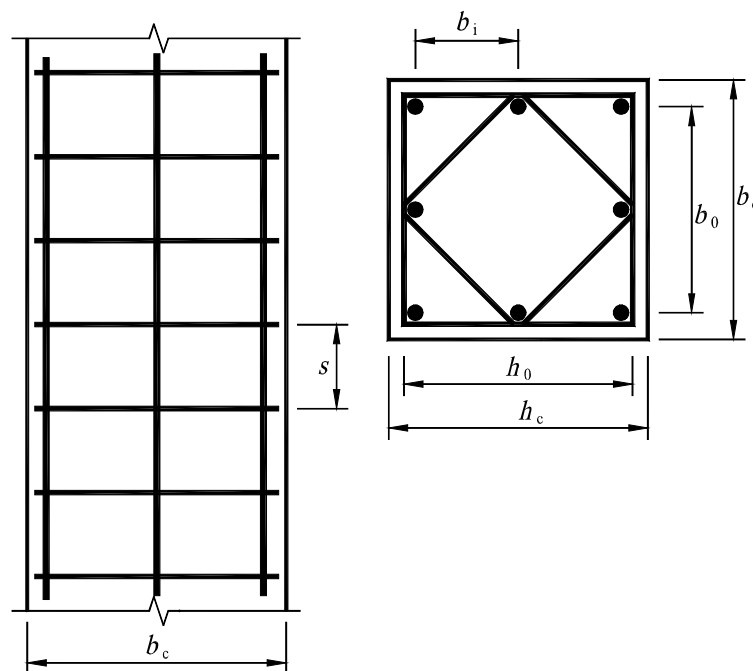


Рисунок 5.7 – Ограничивание бетонного ядра

б) Расстояние между соседними продольными стержнями арматуры, закрепленными хомутами или шпильками, не превышает 200 мм и требований EN 1992-1-1:2004, 9.5.3(6).

(12)Р Поперечное армирование в пределах критических зон в основании первичных колонн допускается определять, как указано в EN 1992-1-1:2004, при условии, что значение нормализованной осевой нагрузки в сейсмической расчетной ситуации составляет менее 0,2 и значение коэффициента поведения  $q$ , используемого при проектировании, не превышает 2,0.

### 5.4.3.3 Соединения балка-колонна

(1) Горизонтальное ограничивающее армирование в соединениях первичных балок с колоннами должно быть не меньше, чем указано в 5.4.3.2.2(8) – (11) для критических зон колонн, за исключением случая, описанного в нижеследующем пункте.

(2) Если балки каркаса присоединяются к колонне со всех четырех сторон и их ширина составляет не менее трех четвертей от параллельного размера поперечного сечения колонны, то расстояние между хомутами горизонтального ограничивающего армирования в соединении допускается увеличить в два раза по сравнению с указанным в (1) этого подраздела, но оно не должно превышать 150 мм.

(3)Р По крайней мере, один промежуточный вертикальный стержень арматуры (расположенный между угловыми арматурными стержнями колонны) должен быть предусмотрен с каждой стороны соединения первичных балок и колонн.

### 5.4.3.4 Пластичные стены

#### 5.4.3.4.1 Сопротивление изгибу и сдвигу

(1)Р Сопротивления изгибу и сдвигу рассчитываются в соответствии с EN 1992-1-1:2004, если иное не указано в следующих пунктах, с использованием значения осевой силы, соответствующей сейсмической расчетной ситуации.

(2) В первичных стенах значение нормализованной осевой силы  $v_d$  не должно превышать 0,4.

(3)Р При расчете сопротивления изгибу поперечных сечений стен должно быть учтено вертикальное поперечное армирование.

(4) Стены со сложными сечениями, состоящими из присоединенных или пересекающихся прямоугольных сегментов (L-, T-, U-, I-образные или им подобные) должны рассматриваться как единые элементы, состоящие из веб-стены или веб-стен, параллельных или приблизительно параллельных направлению действия сейсмических поперечных сил, а так же фланц-стены или фланц-стен, расположенных перпендикулярно или приблизительно перпендикулярно к веб-стенам. Для вычисления сопротивления стен изгибу следует принимать, что эффективная ширина фланц-стены с каждой стороны веб-стены выступает за поверхность веб-стены минимум на:

- а) фактическую ширину фланц-стены;
- б) половину расстояния между веб-стенами; и
- с) 25 % от общей высоты стены выше рассматриваемого сечения.

#### 5.4.3.4.2 Конструирование для локальной пластичности

(1) Высоту критической зоны,  $h_{cr}$ , выше основания стены допускается определять как:

$$h_{cr} = \max [l_w, h_w/6] , \quad (5.19a)$$

но

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s \text{ для } n \leq 6 \text{ этажей} \\ 2 \cdot h_s \text{ для } n \geq 7 \text{ этажей} \end{cases} , \quad (5.19b)$$

где  $h_s$  – это высота этажа в чистоте; основание определяется как уровень фундамента или верха подвальных этажей с жесткими диафрагмами и стенами по периметру.

(2) В критических зонах стен значение коэффициента пластичности по кривизне  $\mu_\phi$  должно быть равно, по крайней мере, значению, вычисленному по Выражениям (5.4), (5.5) в 5.2.3.4.(3) с заменой в этих Выражениях базового значения коэффициента поведения  $q_o$ , на результат произведения  $q_o$  и максимального значения отношения  $M_{Ed}/M_{Rd}$  в основании стены в сейсмической расчетной ситуации, где  $M_{Ed}$  это расчетный изгибающий момент из расчета и  $M_{Rd}$  это расчетное сопротивление изгибу.

(3) Если не используется более точный метод, то значение  $\mu_\phi$ , указанное в (2) этого подраздела может быть обеспечено посредством применения ограничивающего армирования в пределах краевых зон поперечного сечения, называемых периферийными. Размер периферийных зон принимается согласно (6) этого подраздела. Количество ограничивающего армирования следует определять в соответствии с (4) и (5) этого подраздела.

(4) Для стен с прямоугольным поперечным сечением коэффициент ограничивающего объемного армирования  $\omega_{wd}$  в периферийных зонах, должен удовлетворять следующему Выражению со значением  $\mu_\phi$ , указанному в (2) этого подраздела:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035, \quad (5.20)$$

где параметры Выражения (5.20), кроме  $\omega_v$ , определены в 5.4.3.2.2(8);  $\omega_v$  – коэффициент вертикального поперечного армирования ( $\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$ ).

(5) Для стен с уширениями или полками, или с сечением, которое состоит из нескольких прямоугольных частей (с Т-, L-, I-, U- образными формами сечения, и т.д.), коэффициенты ограничивающего объемного армирования в периферийных зонах можно определить следующим образом:

а) Осевая сила  $N_{Ed}$  и общая площадь вертикального армирования  $A_{sv}$  в веб-стене стены должны быть нормализованы по  $h_c b_c f_{cd}$ , где ширина уширения или полки на сжатие принимается как ширина поперечного сечения  $b_c$  ( $v_d = N_{Ed} / h_c b_c f_{cd}$ ,  $\omega_v = (A_{sv} / h_c b_c) f_{yd} / f_{cd}$ ). Глубина расположения нейтральной оси  $x_u$  при предельной кривизне после отслоения бетона с внешней стороны ограниченного ядра периферийных элементов, может быть определена как:

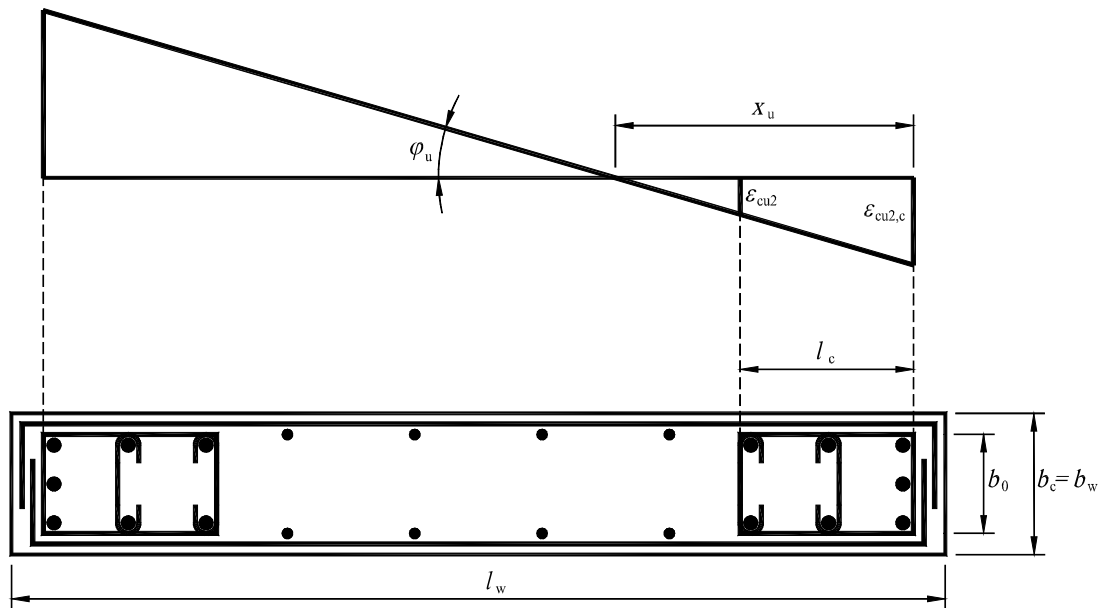
$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o}, \quad (5.21)$$

где  $b_o$  – это ширина ограниченного хомутами ядра в уширениях или полках. Если значение  $x_u$  из Выражения (5.21) не превышает толщину уширения или полки, после того как образовались трещины в защитном слое бетона ядра, то отношение ограничивающего объемного армирования уширения или полки определяется как показано в а) этого подраздела (то есть из Выражения (5.20), 5.4.3.4.2(4)), с учетом  $v_d$ ,  $\omega_v$ ,  $b_c$ ,  $b_o$ , относящихся к ширине уширения или полки.

б) Если значение  $x_u$  превышает толщину уширения или полки, после того как образовались трещины в защитном слое бетона ядра, то можно использовать общий метод, который основан на: 1) определении коэффициента пластичности по кривизне как  $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$ ; 2) вычислении  $\phi_u$  как  $\varepsilon_{cu2,c} / x_u$  и  $\phi_y$  как  $\varepsilon_{sy} / (d - x_y)$ ; 3) равновесии сечения для определения глубины нейтральной оси  $x_u$  и  $x_y$ ; и 4) значениях прочности и предельной деформации ограниченного бетона  $f_{ck,c}$  и  $\varepsilon_{cu2,c}$ , приведенных в EN 1992-1-1:2004, 3.1.9, как функции эффективного поперечного ограничивающего напряжения. Требуемое ограничивающее армирование, в случае необходимости, и длины ограниченных участков стены, должны быть рассчитаны соответствующим образом.

(6) Ограничивание в (3) – (5) этого подраздела, должно соблюдаться: в вертикальном направлении – на высоту  $h_{cr}$  критической зоны, как определено в 5.4.3.4.2(1); в горизонтальном направлении – вдоль длины  $l_c$ , измеренной от наиболее сжатого волокна стены по направлению к точке, где неограниченный бетон может растрескиваться при значительных сжимающих напряжениях. Если отсутствуют более точные данные, то деформацию сжатия, при которой возможно растрескивание, допускается принять равной  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ . Ограниченные периферийные элементы могут быть лимитированы расстоянием  $x_u(1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c})$  от осевой линии хомута около крайнего сжатого волокна и предельной деформацией для ограниченного бетона  $\varepsilon_{cu2,c}$ . Высота ограниченной сжатой зоны  $x_u$  при предельной кривизне, определяется из условия равновесия (см. Выражение (5.21) для постоянной ширины  $b_o$  ограниченной сжатой зоны). Предельная деформация ограниченного бетона  $\varepsilon_{cu2,c}$  определяется в соответствии с EN 1992-1-1:2004, 3.1.9, в виде  $\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd}$  (Рисунок 5.8). Как минимум, длина  $l_c$  ограниченного периферийного элемента должна составлять не меньше, чем  $0,15 \cdot l_w$  или  $1,50 \cdot b_w$ .





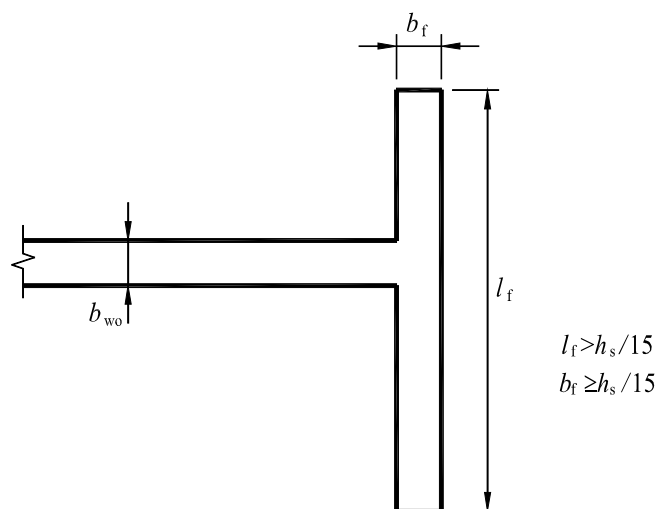
**Рисунок 5.8 – Ограниченные периферийные зоны со свободными гранями в торце стены**

(вверху: деформации при предельной кривизне; внизу: поперечное сечение стены)

(7) Ограниченный периферийный участок не требуется в стене с полками (фланцами) толщиной  $b_f \geq h_s/15$  и шириной  $l_f \geq h_s/5$ , где  $h_s$  обозначает высоту этажа в чистоте (Рисунок 5.9). Вместе с тем, ограниченные периферийные элементы могут потребоваться на торцах таких полок, вследствие изгиба стены из плоскости.

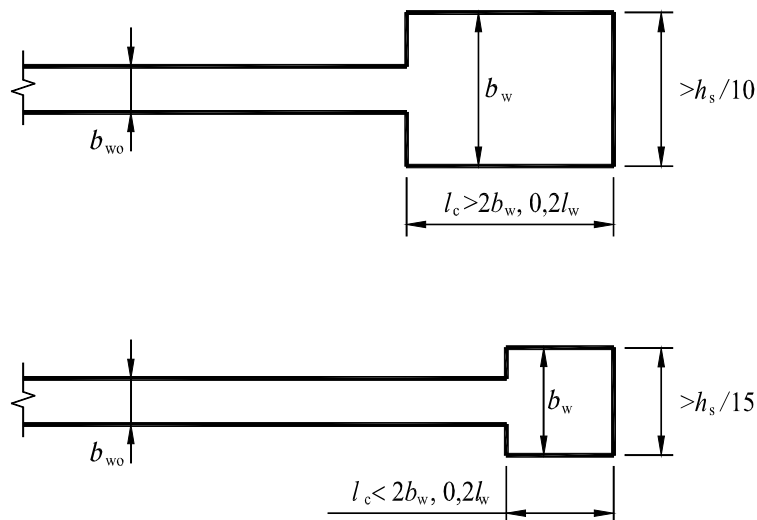
(8) Коэффициент продольного армирования в периферийных зонах должен быть не меньше 0,005.

(9) Положения 5.4.3.2.2(9) и (11) применяются в пределах периферийных элементов стен. Хомуты в периферийных элементах следует устанавливать так, чтобы каждый второй продольный стержень арматуры охватывался хомутом или шпилькой.



**Рисунок 5.9 – Ограниченный периферийный участок не требуется на конце стены с большой поперечной полкой**

(10) Толщины  $b_w$  ограниченных участков сечений стен (периферийных элементов) должна составлять не менее 200 мм. Более того, если длина ограниченной части не превышает  $2b_w$  и  $0,2l_w$ , то  $b_w$  не должно быть меньше, чем  $h_s/15$ , где  $h_s$ , обозначает высоту этажа. Если длина ограниченной части превышает  $2b_w$  и  $0,2l_w$ , то  $b_w$  не должно быть меньше, чем  $h_s/10$  (см. Рисунок.5.10)



**Рисунок 5.10 – Минимальные толщины ограниченных периферийных элементов**

(11) По высоте стены выше критической зоны для вертикального, горизонтального и поперечного армирования применяются только соответствующие правила EN 1992-1-1:2004. Однако, в тех частях сечения, где в сейсмической расчетной ситуации деформация сжатия  $\varepsilon_c$  превышает 0,002, следует обеспечить минимальный коэффициент вертикального армирования 0,005.

(12) Поперечное армирование периферийных элементов по (4) – (10) этого подраздела может быть определено в соответствии с EN 1992-1-1:2004, если выполняется одно из следующих условий:

- а) значение нормализованной расчетной осевой силы  $\nu_d$  не более 0,15; или
- б) значение  $\nu_d$  не более 0,20 и коэффициент  $q$ , используемый в расчете, уменьшается на 15 %.

#### 5.4.3.5 Большие слабоармированные стены

##### 5.4.3.5.1 Сопротивление изгибу

(1)P ULS при изгибе с осевой силой должно быть проверено в предположении горизонтального трещинообразования в соответствии с обоснованными положениями EN 1992-1-1:2004, включая гипотезу плоских сечений.

(2)P Нормальные напряжения в бетоне должны быть ограничены, чтобы предотвратить неустойчивость стены из плоскости.

(3) Требование из (2)P этого подраздела может быть удовлетворено на основе правил EN 1992-1-1:2004 для эффектов второго рода, при необходимости дополненных другими правилами для нормальных напряжений в бетоне.

(4) Если динамическая осевая сила из 5.4.2.5(3)Р и (4) учитывается в проверке ULS при изгибе с осевой силой, предельную деформацию  $\varepsilon_{cu2}$  для неограниченного бетона допускается увеличить до 0,005. Более высокое значение может быть учтено для ограниченного бетона в соответствии с EN 1992-1-1:2004, 3.1.9, при условии, что в проверке учитывается образование трещин в защитном слое бетона.

#### 5.4.3.5.2 Сопротивление сдвигу

(1) В связи с гарантированным резервом прочности, обусловленным увеличением расчетных поперечных сил в 5.4.2.5(1)Р и (2), и поскольку ответной реакцией (включая возможное образование наклонных трещин) являются контролируемые деформации, при любых значениях  $V_{Ed}$  из 5.4.2.5(2) меньших, чем расчетные значения сопротивления сдвигу  $V_{Rd,c}$  в EN 1992-1-1:2004, 6.2.2, обеспечивать минимальный коэффициент армирования на сдвиг  $\rho_{w,min}$  в веб-стене не требуется.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение, приписываемое  $\rho_{w,min}$  для применения в Стране, может быть обосновано в Национальном Приложении к этому документу. Рекомендуемым значением является минимальное значение для стен в EN 1992-1-1:2004 и в Национальном Приложении к нему.

(2) Там, где условие  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$  не выполняется, армирование веб-стены против сдвига должно определяться в соответствии с EN 1992-1-1:2004 на основе модели «распорок и тяжей» или «ферменной» модели, в зависимости от того, что более соответствует геометрическим особенностям стены.

(3) Если используется модель «распорок и тяжей», то ширина распорки должна учитывать наличие проемов и не должна превышать  $0,25l_w$  или  $4b_{wo}$ , в зависимости, какое из них является меньшим.

(4) Проверка ULS против скользящего сдвига в горизонтальных соединениях конструкций должна выполняться в соответствии с EN 1992-1-1:2004 (6.2.5), с учетом того, что длина анкеровки стержней арматуры, пересекающих поверхности взаимодействия, должна быть увеличена на 50 % по сравнению с требуемой в EN 1992-1-1:2004.

#### 5.4.3.5.3 Конструирование для локальной пластичности

(1) Вертикальные стержни арматуры, учитываемые в проверке ULS при изгибе с осевой силой, или при соблюдении любого положения о минимальном армировании, должны быть охвачены хомутами или шпильками диаметром не менее 6 мм или равным одной трети диаметра вертикального стержня арматуры  $d_{bL}$ . Хомуты и шпильки должны быть расположены по вертикали с шагом не более 100 мм или  $8d_{bL}$ , в зависимости от того, какое значение меньше.

(2) Вертикальные стержни, учитываемые в проверке ULS при изгибе с осевой силой и с боковым удерживанием хомутами и шпильками в соответствии с (1) этого подраздела, должны быть сосредоточены в периферийных элементах на концах поперечного сечения. Периферийные элементы должны распространяться в направлении длины стены  $l_w$  на расстояние не менее, чем  $b_w$  или  $3b_w\sigma_{cm}/f_{cd}$ , в зависимости от того, какое значение больше,

где  $\sigma_{cm}$  – это среднее значение напряжения в бетоне сжатой зоны в ULS при изгибе с осевой силой.

Диаметр вертикальных стержней арматуры должен быть не менее 12 мм в нижнем этаже здания или в любом этаже, где длина стены  $l_w$ , относительно длины стены этажом ниже, уменьшается больше, чем на одну треть высоты этажа  $h_s$ . Во всех других этажах, диаметр вертикальных стержней арматуры должен быть не меньше, чем 10 мм.

(3) Чтобы исключить изменения форм поведения – перехода от изгибного управляемого состояния к другому состоянию, вызванному сдвигом – количество вертикального армирования в сечении стены, для сохранения целостности бетона, не должно излишне превышать количество вертикального армирования, учтенного в проверке ULS при изгибе с осевым усилием.

(4) Непрерывное горизонтальное и вертикальное армирование следует предусматривать: (a) вдоль всех пересечений стен или их соединений с полками; (b) в уровнях всех перекрытий; (c) вокруг отверстий в стене. Как минимум, это армирование должно удовлетворять требованиям EN 1992-1-1:2004, 9.10.

## **5.5 Проектирование для DCH**

### **5.5.1 Геометрические ограничения и материалы**

#### **5.5.1.1 Требования к материалам**

- (1)Р В первичных элементах не должен применяться бетон класса ниже, чем С 20/25.
- (2)Р В этом подразделе применяются требования, указанные в пункте 5.4.1.1(2)Р.
- (3)Р В критических зонах первичных элементов должна применяться арматурная сталь класса С в Таблице С.1 EN 1992-1-1:2004.

Кроме того, верхнее характеристическое (квантиль 95 %) значение фактического предела текучести  $f_{yk,0,95}$  не должно превышать номинальное значение более, чем на 25 %.

#### **5.5.1.2 Геометрические ограничения**

##### **5.5.1.2.1 Балки**

- (1)Р Ширина первичной балки должна быть не менее, чем 200 мм.
- (2)Р Соотношение ширины к высоте стенки первичных балок должно удовлетворять Выражению (5.40b) EN 1992-1-1:2004.
- (3)Р Применяется пункт 5.4.1.2.1.(1)Р.
- (4) Применяется пункт 5.4.1.2.1(2).
- (5)Р Применяется пункт 5.4.1.2.1(3)Р.

##### **5.5.1.2.2 Колонны**

- (1)Р Минимальный размер поперечного сечения первичных колонн должен быть не менее, чем 250 мм.
- (2) Применяется пункт 5.4.1.2.2(1).

##### **5.5.1.2.3 Пластичные стены**

(1)Р Положения относятся к одиночным первичным стенам, а также к отдельным составным частям связанных первичных стен, с полным защемлением в их основании – в соответствующем фундаменте или жесткой подземной части – не допускающих раскачивание стен при эффектах воздействий в их плоскости.

В связи с этим, применение стен, опирающихся на плиты или балки, не допускается (см. также 5.4.1.2.5).

- (2) Применяется пункт 5.4.1.2.3(1).
- (3) В отношении толщины ограниченных периферийных элементов первичных стен применяются дополнительные требования, указанные в 5.5.3.4.5(8) и (9).
- (4) В первичных стенах следует избегать беспорядочного расположения проемов в связанных стенах, за исключением случаев их незначительного влияния или учета при расчете, определении размеров и конструировании.

**5.5.1.2.4 Специальные правила для балок, поддерживающих прерывающиеся вертикальные элементы.**

(1)Р Применяется пункт 5.4.1.2.5(1)Р.

(2)Р Применяется пункт 5.4.1.2.5(2)Р.

**5.5.2 Эффекты расчетных воздействий**

**5.5.2.1 Балки**

(1)Р Для расчетных значений изгибающих моментов и осевых сил применяется пункт 5.4.2.1(1)Р.

(2)Р Применяется пункт в 5.4.2.2(1)Р.

(3) Применяется пункт 5.4.2.2(2) со значением  $\gamma_{Rd} = 1,2$  в Выражении (5.8).

**5.5.2.2 Колонны**

(1) Для расчетных значений изгибающего момента и осевых сил применяется пункт 5.4.2.1(1)Р (который имеет отношение также к требованиям предельной несущей способности в 5.2.3.3(2)).

(2) Применяется пункт 5.4.2.3(1)Р

(3) Применяется пункт 5.4.2.3(2) со значением  $\gamma_{Rd} = 1,3$  в Выражении (5.9).

(4) Применяется пункт 5.4.2.3(3).

**5.5.2.3 Соединения балка-колонна**

(1) Горизонтальную поперечную силу, действующую на ядро соединения между первичными балками и колоннами, следует определять с учетом наиболее неблагоприятных условий при сейсмических воздействиях, то есть при условиях проектирования по предельной несущей способности балок в рамных соединениях и наиболее неблагоприятных совместимых значений поперечных сил в других элементах каркаса.

(2) Для определения горизонтальных поперечных сил сдвига, действующих на бетонное ядро в соединениях, допускается применять упрощенные Выражения:

а) для соединений балок с колоннами внутренних рядов:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C . \quad (5.22)$$

б) для соединений балок с колоннами внешних рядов:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C , \quad (5.23)$$

где

$A_{s1}$  – это площадь верхней арматуры балки;

$A_{s2}$  – это площадь нижней арматуры балки;

$V_C$  – это поперечная сила в колонне выше соединения, из расчета в сейсмической расчетной ситуации;

$\gamma_{Rd}$  – это коэффициент резерва прочности вследствие деформационного упрочнения стали, принимаемый не меньше, чем 1,2.

(3) Поперечные силы, действующие на соединения, должны соответствовать наиболее неблагоприятному направлению сейсмического воздействия, влияющему на значения  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$  и  $V_C$ , которые будут использоваться в Выражениях (5.22) и (5.23).

#### 5.5.2.4 Пластичные стены

##### 5.5.2.4.1 Специальные требования для узких стен

(1)Р Применяется пункт 5.4.2.4(1)Р.

(2) Применяется пункт 5.4.2.4(2).

(3) Применяется пункт 5.4.2.4(3).

(4)Р Применяется пункт 5.4.2.4(4)Р.

(5) Применяется пункт 5.4.2.4(5).

(6)Р Применяется пункт 5.4.2.4(6)Р.

(7) Требование (6)Р считается удовлетворенным, если применяется нижеследующая упрощенная процедура, включающая в себя правило проектирования по предельной несущей способности:

Расчетные поперечные силы  $V_{Ed}$  должны быть получены в соответствии с Выражением:

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V'_{Ed}, \quad (5.24)$$

где

$V'_{Ed}$  – это расчетная поперечная сила, из анализа;

$\varepsilon$  – это коэффициент увеличения, вычисленный из Выражения (5.25), но принимаемый не меньше, чем 1,5:

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q, \quad (5.25)$$

где

$q$  – это коэффициент поведения, используемый в проекте;

$M_{Ed}$  – это расчетный изгибающий момент в основании стены;

$M_{Rd}$  – это расчетное сопротивление изгибу в основании стены;

$\gamma_{Rd}$  – это коэффициент резерва прочности вследствие деформационного упрочнения стали; при отсутствии более точных данных  $\gamma_{Rd}$  допускается принимать равным 1,2;

$T_1$  – это период основного тона колебаний здания в направлении поперечных сил  $V_{Ed}$ ;

$T_C$  – это конечное значение диапазона периодов, в пределах которого максимальные ординаты спектра упругих реакций в ускорениях постоянны; (см. 3.2.2);

$S_e(T)$  – это ордината спектра упругих реакций (см. 3.2.2).

(8) Положения 5.4.2.4(8) распространяются на узкие стены DCH.

#### **5.5.2.4.2 Специальные требования для широких стен**

(1)Р В первичных стенах с соотношением высоты к длине  $h_w/l_w$  не более 2,0 нет необходимости корректировать изгибающие моменты, полученные по результатам расчета. Ожидаемое увеличение поперечной силы, обусловленное динамическими эффектами, также может быть игнорировано.

(2) Поперечная сила  $V'_{Ed}$ , полученная по результатам расчета, должна быть увеличена следующим образом:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \left( \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right) \cdot V'_{Ed} \leq q \cdot V'_{Ed}, \quad (5.26)$$

(см. 5.5.2.4.1(7) для определений и значений переменных).

### **5.5.3 ULS проверки и конструирование**

#### **5.5.3.1 Балки**

##### **5.5.3.1.1 Сопротивление при изгибе**

(1)Р Сопротивление изгибу должно рассчитываться в соответствии с указаниями EN 1992-1-1:2004.

(2) Применяется пункт 5.4.3.1.1(2).

(3) Применяется пункт 5.4.3.1.1(3).

##### **5.5.3.1.2 Сопротивление при сдвиге**

(1)Р Вычисления и проверки сопротивления сдвигу должны осуществляться в соответствии с EN 1992-1-1:2004, если иное не указано в нижеследующих пунктах.

(2)Р В критических зонах первичных балок, моделируемых как ферма, наклон подкоса  $\theta$  должен быть  $45^\circ$ .

(3) В отношении армирования против сдвига, расположенного в пределах критической зоны на конце первичной балки, где балка рамно закреплена в колонне, необходимо отличать нижеперечисленные случаи, которые зависят от алгебраического значения соотношения  $\zeta = V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$  между минимальными и максимальными действующими поперечными силами, полученными в соответствии с 5.5.2.1(3).

а) Если  $\zeta \geq -0,5$ , то сопротивление сдвигу, предусматриваемое армированием, должно быть вычислено в соответствии с EN 1992-1-1:2004.



б) Если  $\zeta < -0,5$ , т.е. когда ожидается почти полное изменение знака поперечной сил, то:

$$i) \text{ если } |V_E|_{\max} \leq (2 + \zeta) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d, \quad (5.27)$$

где

$f_{ctd}$  – это расчетное значение прочности бетона на растяжение по EN 1992-1-1:2004; применяется то же самое правило, что и в а) этого пункта.

ii) если  $|V_E|_{\max}$  превышает предельное значение в Выражении (5.27), то должна быть обеспечена установка наклонной арматуры в двух направлениях: под углом  $\pm 45^\circ$  к оси балки или вдоль двух диагоналей балки по высоте; половина  $|V_E|_{\max}$  должна восприниматься хомутами и половина – наклонной арматурой;

– В таком случае проверка осуществляется в соответствии с условием:

$$0,5V_{E\max} \leq 2A_s \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha, \quad (5.28)$$

где

$A_s$  – это площадь наклонной арматуры в одном направлении, пересекающая потенциальную наклонную плоскость скольжения (т.е. сечение конца балки);

$\alpha$  – это угол между наклонной арматурой и осью балки (обычно  $\alpha = 45^\circ$  или  $\tan \alpha \approx (d-d')/l_b$ ).

### 5.5.3.1.3 Конструирование для локальной пластичности

(1)Р Зоны первичной балки на расстоянии  $l_{cr} = 1,5h_w$  (где  $h_w$  обозначает высоту балки) от концевого поперечного сечения, где балка рамно закреплена в соединении балка-колонна, а также по обе стороны любого другого поперечного сечения с возможной пластической деформацией в сейсмической расчетной ситуации, считаются критическими зонами.

(2) Применяется пункт 5.4.3.1.2(2).

(3)Р Применяется пункт 5.4.3.1.2(3)Р.

(4) Применяется пункт 5.4.3.1.2(4).

(5)Р Для выполнения требуемых условий пластичности, вдоль всей длины первичной балки должны быть удовлетворены следующие требования:

а) должен соблюдаться пункт 5.4.3.1.2(5)Р;

б) по меньшей мере, располагать по два стержня арматуры периодического профиля с  $d_b = 14$  мм вверху и внизу балки, которые должны проходить вдоль всей длины балки;

с) одна четверть максимального верхнего армирования в опорной части должна проходить вдоль всей длины балки.

(6)Р Применяется пункт 5.4.3.1.2(6)Р, где Выражение (5.13) заменяется на следующее:

$$s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 175; 6d_{bL}\}. \quad (5.29)$$

### 5.5.3.2 Колонны

#### 5.5.3.2.1 Сопротивления

(1)Р Применяется пункт 5.4.3.2.1(1)Р.

(2) Применяется пункт 5.4.3.2.1(2).

(3)Р В первичных колоннах значение нормализованной осевой силы  $v_d$  не должно превышать 0,55.

#### 5.5.3.2.2 Конструирование для локальной пластичности

(1)Р Применяется пункт 5.4.3.2.2(1)Р.

(2)Р Применяется пункт 5.4.3.2.2(2)Р.

(3)Р Применяется пункт 5.4.3.2.2(3)Р.

(4) При отсутствии более точной информации, длина критической зоны,  $l_{cr}$ , может быть рассчитана следующим образом (в метрах):

$$l_{cr} = \max \{ 1,5h_c ; l_{cl}/6 ; 0,6 \}, \quad (5.30)$$

где

$h_c$  – это наибольший поперечный размер колонны (в метрах); и

$l_{cl}$  – это длина в чистоте (в метрах).

(5)Р Применяется пункт 5.4.3.2.2(5)Р.

(6)Р Применяется пункт 5.4.3.2.2(6)Р.

(7) Конструирование критических зон выше основания колонны должно основываться на минимальном значении коэффициента пластичности по кривизне  $\mu_\phi$  (см. 5.2.3.4), полученном из 5.2.3.4(3). Повсюду, где колонна защищена от формирования пластических шарниров и применяется процедура проектирования по предельной несущей способности 4.4.2.3(4) (т. е. там, где Выражение (4.29) выполняется), значение  $q_0$  в Выражениях (5.4) и (5.5) можно заменить на 2/3 от значения  $q_0$ , которое используется в направлении, параллельном высоте поперечного сечения колонны  $h_c$ .

(8)Р Применяется пункт 5.4.3.2.2(7)Р.

(9) Требования (6)Р, (7) и (8)Р настоящего подраздела, считаются соблюденными, если выполняется 5.4.3.2.2(8) со значениями  $\mu_\phi$ , указанными в (6)Р и (7) этого подраздела.

(10) Минимальное значение  $\omega_{wd}$  должно составлять 0,12 в пределах критической зоны в основании колонны и 0,08 во всех критических зонах колонны выше ее основания.

(11)Р Применяется пункт 5.4.3.2.2(10)Р.

(12) Минимальные условия (11)Р настоящего подраздела считаются удовлетворенными, если выполняются все следующие требования.

а) Диаметр,  $d_{bw}$ , хомутов, по меньшей мере, равен:

$$d_{bw} \geq 0,4 \cdot d_{bL,max} \cdot \sqrt{f_{ydL} / f_{ydw}}, \quad (5.31)$$

б) Шаг,  $s$ , хомутов (в миллиметрах) не превышает:

$$s = \min \{ b_0/3 ; 125 ; 6d_{bL} \}, \quad (5.32)$$

где

$b_0$  – это минимальный размер (в миллиметрах) бетонного ядра (от внутренней поверхности хомутов); и

$d_{bl}$  – это минимальный диаметр продольных стержней арматуры (в миллиметрах).

с) Расстояние между смежными продольными стержнями арматуры, охваченными хомутами или шпильками, не превышает 150 мм.

(13)Р На нижних двух этажах зданий хомуты, в соответствии с (11)Р и (12) данного подраздела, должны быть установлены вне критических зон на дополнительную длину, равную половине длины этих зон.

(14) Количество продольного армирования, которое предусмотрено в основании колонны в нижней части этажа (т.е. там, где колонна соединена с фундаментом) должно быть не меньше того, чем это предусмотрено в верхней части этажа.

### 5.5.3.3 Соединения балка-колонна

(1)Р Диагональное сжатие, вызванное в соединении механизмом диагональной распорки, не должно превышать прочности бетона на сжатие при наличии поперечных деформаций растяжения.

(2) При отсутствии более точной модели, требование (1)Р настоящего подраздела может быть удовлетворено посредством соблюдения следующих правил.

а) Для внутренних соединений балка-колонна должно выполняться следующее условие:

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} b_j h_{jc}, \quad (5.33)$$

где

$$\eta = 0,6(1 - f_{ck}/250);$$

$h_{jc}$  – это расстояние между крайними противоположными слоями армирования колонны;

$b_j$  – это величина, определяемая Выражением (5.34);

$v_d$  – это нормализованная осевая сила в колонне над соединением;

$f_{ck}$  – это задается в МПа.

б) Для внешних соединений балка-колонна:

$V_{jhd}$  должно быть менее 80 % от значения, определенного в правой части Выражения (5.33), где:

$V_{jhd}$  – задается Выражениями (5.22) и (5.23), соответственно;

и эффективная ширина соединения  $b_j$  составляет:

$$а) \text{ если } b_c > b_w: b_j = \min \{b_c; (b_w + 0,5 \cdot h_c)\}; \quad (5.34a)$$

$$б) \text{ если } b_c < b_w: b_j = \min \{b_w; (b_c + 0,5 \cdot h_c)\}. \quad (5.34b)$$

(3) Для лимитирования максимального диагонального растягивающего напряжения в бетоне  $\max \sigma_{ct}$  до  $f_{ctd}$ , в соединении должно быть предусмотрено достаточное ограничивание (как горизонтальное, так и вертикальное). В отсутствие наиболее точной модели, это требование может быть удовлетворено путем устройства горизонтальных хомутов диаметром не менее 6 мм внутри соединения, так, чтобы:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left( \frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd}, \quad (5.35)$$

где

$A_{sh}$  – это суммарная площадь горизонтальных хомутов;

$V_{jhd}$  – это как определено в Выражениях (5.22) и (5.23);

$h_{jw}$  – это расстояние между верхней и нижней арматурой балки;

$h_{jc}$  – это расстояние между крайними противоположными слоями армирования колонны;

$b_j$  – это как определено в Выражении (5.34);

$v_d$  – это нормализованная расчетная осевая сила в колонне выше соединения ( $v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$ );

$f_{ctd}$  – это расчетное значение прочности бетона на растяжение, в соответствии с EN 1992-1-1:2004.

(4) Как альтернатива правилу, указанному в (3) данного подраздела, целостность соединения, после диагонального трещинообразования, может быть обеспечена армированием горизонтальными хомутами. С этой целью, в соединении должна быть обеспечена следующая полная площадь горизонтальных хомутов.

а) Для внутренних соединений:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0,8 v_d). \quad (5.36a)$$

б) Для внешних соединений:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0,8 v_d), \quad (5.36b)$$

где  $\gamma_{Rd}$  – равно 1,2 (см. 5.5.2.3(2)), а нормализованная осевая сила  $v_d$  относится в Выражении (5.36a) к колонне выше соединения, а в Выражении (5.36b) к колонне ниже соединения.

(5) Горизонтальные хомуты, рассчитанные, как указано в (3) и (4) этого подраздела, должны равномерно распределяться в пределах высоты  $h_{jw}$  между верхними и нижними стержнями арматуры балки. Во внешних соединениях они должны охватывать концы стержней арматуры балки, изогнутых по направлению к соединению.

(6) Адекватное вертикальное армирование колонны, проходящее через соединение должно обеспечиваться так, чтобы:

$$A_{sv,i} \geq (2/3) \cdot A_{sh} \cdot (h_{jc} / h_{jw}), \quad (5.37)$$

где  $A_{sh}$  – это требуемая суммарная площадь горизонтальных хомутов в соответствии с (3) и (4) этого подраздела, и  $A_{sv,i}$  обозначает суммарную площадь промежуточных стержней арматуры, размещенных в соответствующих гранях колонны между угловыми стержнями (включая распределительные стержни продольного армирования).

(7) Применяется пункт 5.4.3.3(1).

(8) Применяется пункт 5.4.3.3(2).

(9) Применяется пункт 5.4.3.3(3)Р.

### 5.5.3.4 Пластичные стены

#### 5.5.3.4.1 Сопротивление изгибу

(1)Р Сопротивление изгибу должно оцениваться и проверяться так же как для колонн, при наиболее неблагоприятной осевой силе при сейсмической расчетной ситуации.

(2) В первичных стенах значение нормализованной осевой силы  $v_d$  не должно превышать 0,35.

#### 5.5.3.4.2 Разрушение веб-стены при диагональном сжатии при сдвиге

(1) Значение  $V_{Rd,max}$  допускается рассчитывать следующим образом:

а) за пределами критической зоны:

– как в EN 1992-1-1:2004, с длиной внутреннего рычага  $z$ , равной  $0,8l_w$  и наклоном сжатого элемента к вертикали,  $\tan \theta$  равным 1,0;

б) в критической зоне:

– 40 % от значения за пределами критической зоны.

#### 5.5.3.4.3 Разрушение веб-стены при диагональном растяжении при сдвиге

(1)Р При расчете армирования веб-стены для проверки ULS при сдвиге, следует учитывать значение коэффициента сдвига  $\alpha_s = M_{Ed}/(V_{Ed}l_w)$ . Для ULS проверки этажа при сдвиге, следует использовать максимальное значение  $\alpha_s$ .

(2) Если соотношение  $\alpha_s \geq 2,0$ , то применяются требования EN 1992-1-1:2004 (6.2.3(1) – (7)) со значениями  $z$  и  $\tan \theta$ , принятыми как в 5.5.3.4.2(1) а).

(3) Если коэффициент  $\alpha_s < 2,0$ , то применяются следующие положения:

а) поперечное армирование веб-стены горизонтальными стержнями должно удовлетворять следующему Выражению (см. EN 1992-1-1:2004, 6.2.3(8)):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75\rho_h f_{yd,h} b_{wo} \alpha_s l_w, \quad (5.38)$$

где

$\rho_h$  – коэффициент поперечного армирования веб-стены горизонтальными стержнями  $\rho_h = A_h/(b_{wo} \cdot s_h)$ ;

$f_{yd,h}$  – расчетное значение предела текучести горизонтальной арматуры веб-стены;

$V_{Rd,c}$  – расчетное значение сопротивления сдвигу элементов без поперечного армирования на сдвиг, определяемое в соответствии с EN 1992-1-1:2004.

В критической зоне стены  $V_{Rd,c}$  должно равняться 0, если осевая сила  $N_{Ed}$  является растягивающей.

б) поперечное армирование веб-стены вертикальными стержнями, закрепленными и соединенными по всей высоте стены в соответствии с EN 1992-1-1:2004, должно обеспечивать выполнение условия:

$$\rho_h f_{yd,h} b_{wo} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{wo} z + \min N_{Ed}, \quad (5.39)$$

где

$\rho_v$  – это коэффициент поперечного армирования веб-стены вертикальными стержнями ( $\rho_v = A_v / b_{wo} \cdot s_v$ );

$f_{yd,v}$  – это расчетное значение предела текучести вертикальной арматуры веб-стены;

и где  $N_{Ed}$  – осевая сила является положительной при сжатии.

(4) Горизонтальные стержни арматуры веб-стены должны быть полностью заанкерены на концах сечения веб-стены, например, посредством крюков под  $90^\circ$  или  $135^\circ$ .

(5) Можно считать, что горизонтальные арматурные стержни веб-стены в форме удлиненных замкнутых или полностью заанкеренных арматурных хомутов также в полной мере способствуют ограничиванию периферийных элементов стены.

#### 5.5.3.4.4 Разрушение при скользящем сдвиге

(1)Р Для потенциально опасных в отношении скользящего сдвига плоскостей (например, в соединениях конструкций) в пределах критических зон должно соблюдаться следующее условие:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S},$$

где  $V_{Rd,S}$  – это расчетное значение сопротивления против скользящего сдвига.

(2) Значение  $V_{Rd,S}$  может быть следующим:

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}, \quad (5.40)$$

с:

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1,3 \cdot \Sigma A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \Sigma A_{sj} \end{cases}, \quad (5.41)$$

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \cos \varphi, \quad (5.42)$$

$$V_{fd} = \min \begin{cases} \mu_f \cdot \left[ (\Sigma A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed}) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right] \\ 0,5 \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{cases}, \quad (5.43)$$

где

$V_{dd}$  – это нагельное сопротивление вертикальных стержней арматуры;

$V_{id}$  – это сопротивление сдвигу наклонных стержней арматуры (расположенных под углом  $\varphi$  к потенциальной плоскости скольжения, например, в соединениях конструкций);

$V_{fd}$  – это сопротивление трению;

- $\mu_f$  – это коэффициент трения бетона по бетону при циклических действиях, который, как определено в EN 1992-1-1:2004, 6.2.5(2), допускается считать равным до 0,6 для гладких поверхностей области взаимодействия (контакта) и до 0,7 для шероховатых;
- $z$  – это длина плеча внутренней пары сил;
- $\xi$  – это нормализованная высота нейтральной оси;
- $\Sigma A_{sj}$  – это сумма площадей вертикальных арматурных стержней в веб-стене и дополнительных стержней арматуры, установленных в периферийных элементах специально для сопротивления против скольжения;
- $\Sigma A_{si}$  – это сумма площадей всех наклонных стержней арматуры в обоих направлениях; для этих целей рекомендуются применять стержни большого диаметра.

$$\eta = 0,6 (1 - f_{ck}(\text{МПа})/250); \quad (5.44)$$

$N_{Ed}$  – считается положительным при сжатии.

(3) Для широких стен должны выполняться следующие условия:

- а) в основании стены  $V_{id}$  должно быть больше, чем  $V_{Ed}/2$ ;
- б) на верхних уровнях  $V_{id}$  должно быть больше, чем  $V_{Ed}/4$ .

(4) Наклонные стержни должны быть полностью заанкерены по обеим сторонам потенциальных поверхностей скольжения и должны пересекать все сечения стены в пределах расстояния  $0,5 \cdot l_w$  или  $0,5 \cdot h_w$ , в зависимости от того, какое меньше, над критическим сечением в основании стены.

(5) Наклонные стержни увеличивают сопротивление изгибу в основании стены, что следует учитывать, если действующая поперечная сила  $V_{Ed}$  вычисляется в соответствии с правилом проектирования по предельной несущей способности (см. 5.5.2.4.1(6)Р, а также (7) и 5.5.2.4.2(2)). Допускается применять два альтернативных метода.

а) Увеличение сопротивления изгибу  $\Delta M_{Rd}$ , используемое для расчета  $V_{Ed}$ , допускается оценить как:

$$\Delta M_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \varphi \cdot l_i, \quad (5.45)$$

где

$l_i$  – это расстояние между центральными осями двух групп наклонных стержней, расположенных под углом  $\pm \varphi$  к потенциальной плоскости скольжения, измеренное в сечении основания;

и другие обозначения как представлено в Выражении (5.42).

б) Действующую поперечную силу  $V_{Ed}$  допускается определять без учета влияния наклонных стержней арматуры. В Выражении (5.42)  $V_{id}$  представляет чистое сопротивление сдвигу наклонных стержней арматуры (т.е. фактическое сопротивление сдвигу, уменьшенное за счет увеличения действующего сдвига). Такое чистое сопротивление сдвигу наклонных стержней арматуры против скольжения допускается оценить как:

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot [\cos \varphi - 0,5 \cdot l_i \cdot \sin \varphi / (\alpha_s \cdot l_w)] \quad (5.46)$$

#### 5.5.3.4.5 Конструирование для локальной пластичности

- (1) Применяется пункт 5.4.3.4.2(1).
- (2) Применяется пункт 5.4.3.4.2 (2).
- (3) Применяется пункт 5.4.3.4.2 (3).
- (4) Применяется пункт 5.4.3.4.2(4).
- (5) Применяется пункт 5.4.3.4.2 (5).
- (6) Применяется пункт 5.4.3.4.2 (6).
- (7) Применяется пункт 5.4.3.4.2 (8).
- (8) Применяется пункт 5.4.3.4.2 (10).

(9) Если веб-стена соединена с фланц-стеной толщиной  $b_f \geq h_s/15$  и шириной  $l_f \geq h_s/5$  (где  $h_s$  обозначает высоту этажа в чистоте), и ограниченный периферийный элемент требуется продлить за пределы фланц-стены в веб-стену на дополнительную длину до  $3b_{wo}$ , то толщина  $b_w$  периферийного элемента в веб-стене должна соответствовать только положениям в 5.4.1.2.3(1) для  $b_{wo}$  (Рисунок 5.11).

(10) В пределах периферийных элементов стен применяются требования, указанные в 5.5.3.2.2(12), а минимальное значение  $\omega_{wd}$  должно составлять 0,12. Многосрезные хомуты должны быть установлены так, чтобы каждый второй продольный стержень охватывался хомутом или шпилькой.

(11) Выше периферийных элементов критической зоны необходимо предусмотреть еще один этаж с ограничивающим армированием в количестве не менее половины от требуемого в критической зоне.

- (12) Применяется 5.4.3.4.2(11).

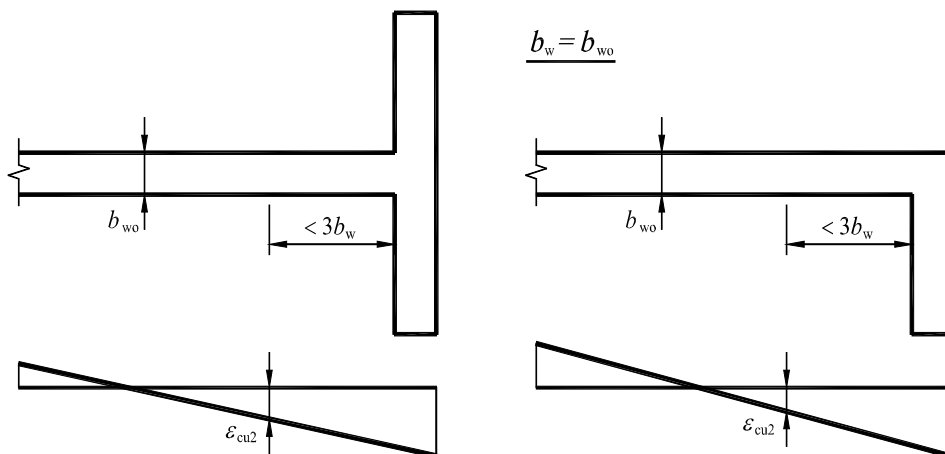


Рисунок 5.11 – Минимальная толщина ограниченных периферийных элементов в стенах ДСН с большими полками

(13)Р Преждевременное образование сдвиговых трещин в веб-стене должно быть предотвращено путем обеспечения минимального количества армирования в веб-стене:  $\rho_{h,min} = \rho_{v,min} = 0,002$ .

(14) Армирование веб-стены должно быть двойным – в виде двух сеток из арматурных стержней с одинаковыми характеристиками на сцепление – по одной у



каждой наружной поверхности стены. Сетки должны соединяться шпильками с шагом около 500 мм.

(15) Армирование веб-стены должно выполняться стержнями диаметром не менее 8 мм и не более одной восьмой ширины  $b_{w0}$  веб-стены. Оно должно быть расположено с шагом не больше, чем 250 мм или 25 диаметров стержня арматуры, в зависимости от того, что меньше.

(16) Чтобы компенсировать неблагоприятные эффекты растрескивания вдоль холодных соединений (соединений внахлестку без сварки) и связанных с ними неопределенностей, минимальное количество полностью заанкеренной вертикальной арматуры должно проходить через такие соединения. Минимальный коэффициент армирования,  $\rho_{min}$ , необходимого для обеспечения сопротивления сдвигу бетона без трещин, составляет:

$$\rho_{min} \geq \begin{cases} \left( 1,3 \cdot f_{ctd} - \frac{N_{Ed}}{A_w} \right) / \left( f_{yd} \cdot \left( 1 + 1,5 \sqrt{f_{cd} / f_{yd}} \right) \right), \\ 0,0025 \end{cases} \quad (5.47)$$

где  $A_w$  – общая площадь горизонтального поперечного сечения стены и  $N_{Ed}$  должно быть положительным при сжатии.

### 5.5.3.5 Связующие элементы для связанных стен

(1)Р Связывание стен посредством плит перекрытий не должно быть принято во внимание, как неэффективное.

(2) Положения 5.5.3.1 могут применяться только к связующим балкам, если выполняется любое из следующих условий:

а) образование трещин в обоих диагональных направлениях маловероятно. Допустимо применение правила:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} b_w d ; \quad (5.48)$$

б) обеспечивается преобладающая изгибная форма повреждения. Допустимо применение правила:

$$l/h \geq 3.$$

(3) Если ни одно из условий (2) не достигается, сопротивление сейсмическим воздействиям необходимо обеспечить армированием, расположенным вдоль обеих диагоналей балки, в соответствии со следующим (см. Рисунок 5.12):

а) Необходимо обеспечивать выполнение следующего условия:

$$V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha , \quad (5.49)$$

где

$V_{Ed}$  – это расчетная поперечная сила в связующем элементе ( $V_{Ed} = 2 \cdot M_{Ed} / l$ );

$A_{si}$  – это суммарная площадь арматурных стержней в каждом диагональном направлении;

$\alpha$  – это угол между диагональными стержнями арматуры и осью балки.

б) Диагональное армирование должно быть выполнено в виде пространственных каркасов с высотой боковой поверхности (стороны) не менее  $0,5b_w$ ; длина анкеровки должна быть на 50 % больше требуемой по EN 1992-1-1:2004.

с) Пространственные каркасы должны иметь хомуты, предотвращающие потерю устойчивости продольных стержней. Хомуты должны соответствовать положениям 5.5.3.2.2(12).

д) На обеих боковых гранях балки должна быть установлена продольная и поперечная арматура, отвечающая минимальным требованиям, указанным в EN 1992-1-1:2004 для высоких балок.

Продольная арматура не должна быть заанкерена в связанных стенах, а должна только заводиться в них на 150 мм.

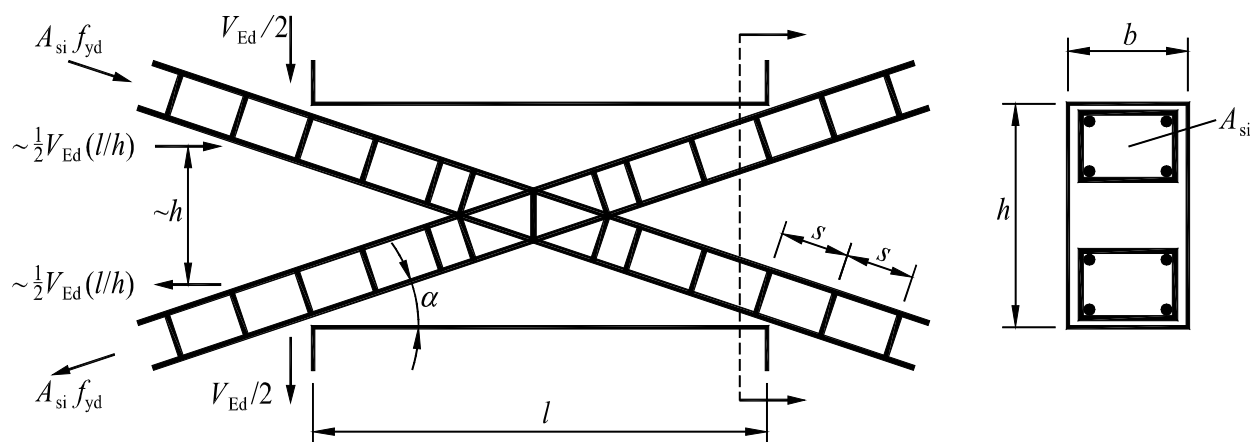


Рисунок 5.12 – Связующие балки с диагональным армированием

## 5.6 Положения для анкеров и стыков

### 5.6.1 Общие сведения

(1)Р Для конструирования армирования следует применять EN 1992-1-1:2004, Раздел 8 и дополнительные правила нижеследующих подразделов.

(2)Р Для хомутов, применяемых в качестве поперечного армирования в балках, колоннах или стенах, должны использоваться закрытые хомуты с крюками под углом  $135^\circ$  и концами длиной на  $10d_{bw}$ .

(3)Р В сооружениях ДСН длина анкерования арматурных стержней балок или колонн, заанкеренных в пределах соединений балка-колонна, принимая во внимание глубину проникновения пластических деформаций, обусловленных циклическими поступругими деформациями, измеряется от точки, расположенной на расстоянии  $5d_{bL}$  от наружной поверхности соединения (для балки, например, см Рисунок 5.13 а).

### 5.6.2 Анкеровка арматуры

#### 5.6.2.1 Колонны

(1)Р При вычислении длины анкеровки или нахлеста стержней колонн, влияющих на прочность элементов в критических зонах при изгибе, отношение требуемой площади арматуры к общей фактической площади арматуры  $A_{s,req}/A_{s,prov}$ , принимается равным 1.

(2)Р Если в сейсмической расчетной ситуации осевая сила в колонне является растягивающей, то длина анкеровки должна быть увеличена на 50 %, по сравнению с указанной в EN 1992-1-1:2004.

### 5.6.2.2 Балки

(1)Р Часть продольных арматурных стержней балки, загнутых в соединениях для анкеровки, всегда должна располагаться внутри хомутов соответствующей колонны.

(2)Р Во избежание потери сцепления арматуры с бетоном, диаметр продольных стержней балки, проходящих через соединения балка-колонна,  $d_{bL}$ , должен быть ограничен в соответствии со следующими Выражениями:

а) для внутренних соединений балка-колонна:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot \nu_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}}; \quad (5.50a)$$

б) для внешних соединений балка-колонна:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot \nu_d), \quad (5.50b)$$

где

$h_c$  – это ширина колонны в направлении, параллельном расположению стержней арматуры;

$f_{ctm}$  – это среднее значение прочности бетона на растяжение;

$f_{yd}$  – это расчетное значение предела текучести стали;

$\nu_d$  – это нормализованная расчетная осевая сила в колонне, принятая с минимальным значением для сейсмической расчетной ситуации ( $\nu_d = N_{Ed} / f_{cd} \cdot A_c$ );

$k_D$  – это коэффициент, характеризующий класс пластичности, для DCH равный 1 и для DCM равный 2/3;

$\rho'$  – это коэффициент армирования балки сжатыми стержнями, проходящими через соединение;

$\rho_{max}$  – это максимально допустимый коэффициент растянутого армирования (см. 5.4.3.1.2(4) и 5.5.3.1.3(4));

$\gamma_{Rd}$  – это коэффициент неопределенности модели по расчетному значению сопротивлений, принятый равным 1,2 или 1,0 соответственно для DCH или DCM (вследствие резерва прочности, обусловленного деформационным упрочнением продольной арматурной стали в балке).

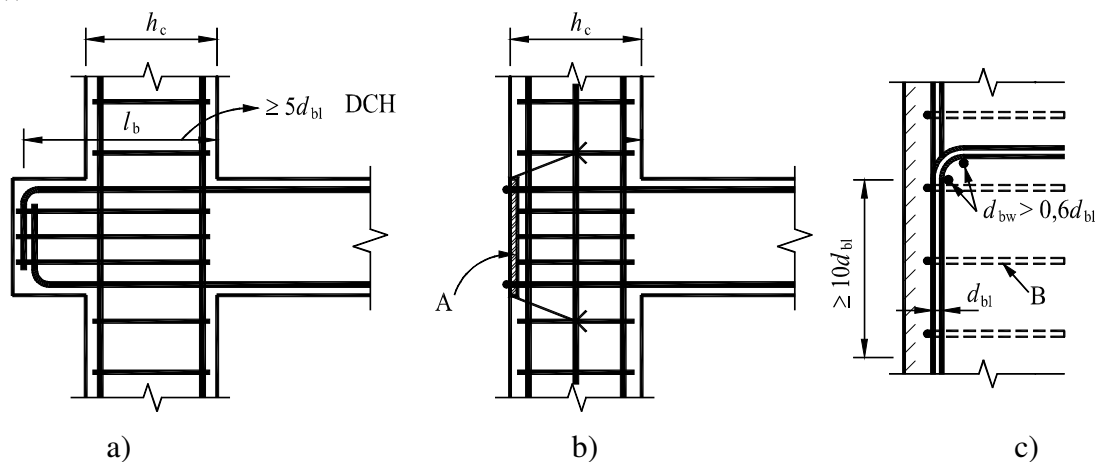
Вышеуказанные ограничения (Выражения (5.50)) не применяются к диагональным стержням арматуры, пересекающим соединения.

(3) Если требование, установленное в (2)Р этого подраздела, нельзя удовлетворить для внешних соединений балка-колонна, поскольку высота поперечного сечения колонны  $h_c$  параллельно расположению стержней арматуры слишком мала, то допускается принять нижеследующие дополнительные мероприятия, чтобы обеспечить анкерровку продольного армирования балок.

а) Балка или плита могут быть продлены в горизонтальном направлении в форме наружных выступов (см. Рисунок 5.13 а)).

б) Могут быть применены стержни арматуры с оголовками или стержни арматуры с анкерными пластинами, приваренными к концам (см. Рисунок 5.13 б)).

с) Можно применить загиб стержней с минимальной длиной  $10d_{bl}$  и установку поперечного армирования, располагая ее плотно внутри загиба стержней (см. Рисунок 5.13 с)).



**Обозначения:** А – анкерная плита; В – хомуты вокруг стержней арматуры колонны.

**Рисунок 5.13 – Дополнительные мероприятия для анкерки во внешних соединениях балка-колонна**

(4)Р Верхние или нижние арматурные стержни, проходящие через внутренние соединения, в элементах, заделанных в соединения, должны заводиться в элементы рамного соединения на расстояние не меньше, чем  $l_{cr}$  (длина критической зоны элемента, см. 5.4.3.1.2(1)Р и 5.5.3.1.3(1)Р) от наружной поверхности соединения.

### 5.6.3 Соединения стержней арматуры

(1)Р В пределах критических зон элементов конструктивной системы не должно быть соединений арматуры внахлестку на сварке.

(2)Р В колоннах и стенах допускается применение механических соединений на муфтах, если эти соединения были подтверждены соответствующим испытаниями в условиях совместимых с выбранным классом пластичности.

(3)Р Поперечное армирование, выполняемое в пределах длины нахлестки, должно быть рассчитано в соответствии с EN 1992-1-1:2004. Кроме того, должны удовлетворяться нижеследующие требования.

а) Если заанкеренные и непрерывные стержни располагаются в плоскости, параллельной поперечной арматуре, то при расчете поперечной арматуры должна использоваться сумма площадей всех стыкуемых стержней,  $\Sigma A_{sL}$ .

б) Если заанкеренные и непрерывные стержни располагаются в плоскости, нормальной поперечной арматуре, площадь поперечной арматуры вычисляется на основании площади наибольшего соединяемого внахлест продольного стержня,  $A_{sL}$ ;

с) Шаг,  $s$ , поперечной арматуры в зоне нахлеста (мм) не должен превышать:

$$s = \min\{h/4; 100\}, \quad (5.51)$$

где  $h$  – это минимальный размер поперечного сечения (в миллиметрах).

(4) Требуемая площадь поперечного армирования  $A_{st}$  в пределах зоны нахлеста продольной арматуры колонн, состыкованной в каком-либо месте (как определено в EN 1992-1-1:2004) или продольного армирования периферийных элементов в стенах, может быть определена следующим образом:

$$A_{st} = s (d_{bl}/50)(f_{yld}/f_{ywd}), \quad (5.52)$$

где

$A_{st}$  – это площадь одной ветви поперечного армирования;

$d_{bl}$  – это диаметр соединяемого стержня;

$s$  – это шаг поперечного армирования;

$f_{yld}$  – это расчетное значение предела текучести продольной арматуры;

$f_{ywd}$  – это расчетное значение предела текучести поперечной арматуры.

## 5.7 Расчет и конструирование вторичных элементов

(1)Р Раздел 5.7 применяется к элементам, определенным как вторичные элементы, которые подвергаются значительным деформациям в сейсмической расчетной ситуации (например, ребра плиты не подпадают под требования 5.7). Такие элементы должны быть запроектированы и детализированы так, чтобы сохранять их способности выдерживать гравитационные нагрузки при максимальных деформациях в сейсмической расчетной ситуации.

(2)Р Максимальные деформации в сейсмической расчетной ситуации должны быть рассчитаны в соответствии с 4.3.4 и должны учитывать эффекты типа Р-Δ в соответствии с 4.4.2.2(2) и (3). Эффекты типа Р-Δ определяются по результатам расчета сооружения в сейсмической расчетной ситуации, в которой влияние вторичных элементов на поперечную жесткость сооружения не учитывается, а первичные элементы моделируются в соответствии с их жесткостью на изгиб и на сдвиг с учетом образования трещин.

(3) Считается, что вторичные элементы отвечают требованиям (1)Р данного подраздела, если изгибающие моменты и поперечные силы, вычисленные для них на основании: а) деформаций по (2)Р данного подраздела; и б) их жесткости на изгиб и на сдвиг с учетом трещинообразования, не превышают их расчетных сопротивлений изгибу и сдвигу  $M_{Rd}$  и  $V_{Rd}$ , соответственно, определенных согласно EN 1992-1-1:2004.

## 5.8 Элементы бетонного фундамента

### 5.8.1 Область применения

(1)Р При проектировании элементов бетонного фундамента, таких как подошвы, связевые балки, фундаментные балки, фундаментные плиты, фундаментные стены, свайные ростверки и сваи, а также соединений между этими элементами или между ними и вертикальными бетонными элементами, применяются указания приведенные ниже. Проектирование таких элементов должно выполняться по правилам EN 1998-5:2004, 5.4.

(2)Р Если эффекты расчетных воздействий на проектируемые элементы фундаментов диссипативных конструктивных систем определяются из условий проектирования по предельной несущей способности в соответствии с 4.4.2.6(2)Р, то в фундаментных элементах диссипацию энергии в сейсмической расчетной ситуации можно не предполагать. Проектирование этих элементов допускается выполняться по правилам 5.3.2(1)Р.

(3)Р Если эффекты расчетных воздействий для элементов фундаментов диссипативных сооружений были определены на основании расчетов при сейсмической расчетной ситуации, выполненных без учета условий проектирования по предельной несущей способности в 4.4.2.6(2)Р, то проектирование этих элементов должно выполняться по соответствующим правилам для элементов надфундаментного строения для выбранного класса пластичности. Для связевых балок и фундаментных балок расчетные поперечные силы необходимо определять из условий проектирования по предельной несущей способности в соответствии с 5.4.2.2 в зданиях DCM или с 5.5.2.1(2)Р, 5.5.2.1(3) в зданиях DCH.

(4) Если эффекты расчетного воздействия для элементов фундамента были получены с использованием значения коэффициента поведения  $q$ , которое меньше или равно верхнему пределу  $q$  для низко диссипативного поведения (1,5 в бетонных зданиях, либо между 1,5 и 2,0 в стальных или в сталежелезобетонных зданиях, в соответствии с Примечанием 1 к Таблице 6.1 или Примечанием 1 к Таблице 7.1, соответственно), то проектирование этих элементов может следовать правилам 5.3.2 (1)Р (см. также 4.4.2.6(3)).

(5) Подземные части коробчатого типа диссипативных сооружений, включающие в себя: а) бетонную плиту, выступающую в качестве жесткой диафрагмы в уровне перекрытия над подвалом; б) фундаментную плиту или, распределительную решетку связевых балок (балок-распорок) или фундаментные балки в уровне фундамента; и с) периферийные и/или внутренние фундаментные стены, запроектированные в соответствии с (2)Р этого подраздела, колонны и балки (включая перекрытие над подвалом), которые как ожидается, останутся упругими в сейсмической расчетной ситуации, могут быть запроектированы в соответствии с 5.3.2(1)Р.

Стены-диафрагмы следует проектировать с учетом развития пластического шарнира на уровне плиты перекрытия над подвалом. С этой целью в стенах, с тем же поперечным сечением, которые продолжаются выше перекрытия над подвалом, критические зоны должны продлеваться ниже уровня перекрытия над подвалом на глубину (по высоте)  $h_{cr}$  (см. 5.4.3.4.2(1) и 5.5.3.4.5(1)). Кроме того, полная свободная высота таких стен в подвале должна быть определена при сдвиге, предполагая, что стена проявляет резервы своей

прочности при изгибе  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$  ( $\gamma_{Rd} = 1,1$  для DCM и  $\gamma_{Rd} = 1,2$  для DCH) в уровне перекрытия над подвалом и в уровне фундамента имеет нулевой момент.

### 5.8.2 Связевые балки и фундаментные балки

(1)Р Следует избегать использования коротких колонн между верхом подошвы или свайного ростверка и нижней поверхностью связевых балок или фундаментных плит. Нижняя поверхность связевых балок или фундаментных плит должна находиться в уровне верха подошвы или свайного ростверка.

(2) При проверке следует принимать, что осевые силы в связевых балках или в зонах соединения фундаментных плит в соответствии с 5.4.1.2(6) и (7) EN 1998-5 действуют совместно с эффектами воздействия, полученными в соответствии с 4.4.2.6(2)Р или 4.4.2.6(3) для сейсмической расчетной ситуации с учетом эффектов второго рода.

(3) Связевые балки и фундаментные балки должны иметь ширину поперечного сечения не менее  $b_{w,min}$  и высоту поперечного сечения не менее  $h_{w,min}$ .

ПРИМЕЧАНИЕ Значения, приписываемые  $b_{w,min}$  и  $h_{w,min}$ , для применения в Стране, могут быть обоснованы в ее Национальном Приложении к этому документу. Рекомендуемыми значениями являются:  $b_{w,min} = 0,25$  м и  $h_{w,min} = 0,4$  м для зданий вплоть до трех этажей, либо  $h_{w,min} = 0,5$  м для зданий высотой более трех этажей выше подвала.

(4) Фундаментные плиты, соответствующие с EN 1998-5:2004, 5.4.1.2(2), для горизонтальной связности отдельных опор или оголовников свай, должны иметь толщину не менее  $t_{min}$  и коэффициент армирования не менее  $\rho_{s,min}$  в верхнем и нижнем слоях.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения, приписываемые  $t_{min}$  и  $\rho_{s,min}$ , для применения в Стране, могут быть обоснованы в ее Национальном Приложении к этому документу. Рекомендуемыми значениями являются:  $t_{min} = 0,2$  м и  $\rho_{s,min} = 0,2$  %.

(5) Связевые балки и фундаментные балки должны иметь вдоль всей длины коэффициент продольного армирования не менее  $\rho_{b,min}$ , как в верхнем, так и в нижнем слоях.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение, приписываемое  $\rho_{b,min}$ , для применения в Стране, может быть обосновано в Национальном Приложении к этому документу. Рекомендуемое значение  $\rho_{b,min} = 0,4$  %.

### 5.8.3 Соединение вертикальных элементов с фундаментными балками или стенами

(1)Р Общая (стыковая) область фундаментной балки или фундаментной стены с вертикальным элементом должна соответствовать правилам 5.4.3.3 или 5.5.3.3 как область соединения балка-колонна.

(2) Если фундаментная балка или фундаментная стена сооружения DCH запроектирована для восприятия эффектов воздействия, полученных из условий проектирования по предельной несущей способности конструкции в соответствии с 4.4.2.6(2)Р, то горизонтальная поперечная сила  $V_{jhd}$  в области соединения должна быть определена на основе результатов расчета в соответствии с 4.4.2.6(4), (5) и (6).

(3) Если фундаментная балка или фундаментная стена сооружения системы DCH не проектируется в соответствии с правилами проектирования по предельной несущей способности 4.4.2.6(4), (5), (6) (см. 5.8.1(3)P), то горизонтальная поперечная сила  $V_{jhd}$  в области соединения определяется в соответствии с 5.5.2.3(2), Выражения (5.22), (5.23) как для соединений балка-колонна.

(4) В сооружении DCM соединения фундаментных балок или фундаментных стен с вертикальными элементами могут соответствовать правилам 5.4.3.3.

(5) Загибы или крюки внизу продольных стержней вертикальных элементов должны быть ориентированы так, чтобы они вызывали сжатие в области соединения.

#### **5.8.4 Монолитные бетонные сваи и свайные ростверки**

(1)P Верх сваи на расстоянии удвоенного размера поперечного сечения сваи до нижней поверхности свайного ростверка,  $d$ , а также область на расстоянии до  $2d$  с каждой стороны поверхности раздела между двумя слоями грунта с заметно различной жесткостью на сдвиг (соотношение модуля сдвига больше, чем 6), должны быть подробно детализированы как потенциальные зоны пластического шарнира. С этой целью, они должны предусматриваться с поперечным и удерживающим (косвенным) армированием, следуя правилам для критических зон колонн соответствующего класса пластичности или, по крайней мере DCM.

(2)P Если требование, указанное в 5.8.1(3)P, применяется для проектирования свай диссипативных сооружений, сваи должны быть рассчитаны и законструированы для образования потенциального пластического шарнира в оголовке сваи. С этой целью, длина зоны, выше которой добавлены поперечное и ограничивающее армирование, требуемое в оголовке сваи в соответствии с (1)P этого подраздела, увеличивается на 50 %. Кроме того, при проверке ULS сваи на сдвиг, должна использоваться расчетная поперечная сила, по меньшей мере, равная рассчитываемой на основе 4.4.2.6(4) – (8).

(3) Сваи, противодействующие растягивающим силам или считающиеся закрепленными против поворота у оголовка, должны иметь анкеровку в свайном ростверке, с тем, чтобы противостоять развитию расчетного подъема сваи в грунте или расчетному пределу прочности при растяжении, в зависимости от того, какое значение меньше. Если часть таких свай, заделанных в свайный ростверк, бетонируются на месте перед выполнением свайного ростверка, то должны быть обеспечены шпонки на поверхности их взаимодействия, по которой происходит их соединение.

#### **5.9 Локальные эффекты, обусловленные каменной кладкой или бетонными заполнениями**

(1) Так как стеновые заполнения в нижних этажах специфически уязвимы и в них следует ожидать нерегулярность, вызванную сейсмическими воздействиями, то для заполнений следует предусматривать соответствующие мероприятия.

Если не используется более точный метод, то всю длину колонн нижнего этажа следует рассматривать как критическую длину и соответствующим образом ограничивать (армировать хомутами).



(2) Если высота заполнения меньше, чем высота смежных колонн в чистоте, то должны быть приняты следующие меры:

а) полная длина колонн считается критической зоной и должна быть армирована хомутами в количестве и по схеме, требуемой для критических зон;

б) эти колонны должны быть соответствующим образом защищены от последствий уменьшения пропорции пролета сдвига. Значения действующих поперечных сил должны определяться в зависимости от класса пластичности сооружения в соответствии с 5.4.2.3 и 5.5.2.2. При этом чистую длину колонны,  $l_{cl}$ , следует принять равной длине колонны, не контактирующей с заполнениями, а момент  $M_{i,d}$  в сечении колонны у верха стенового заполнения следует принять равным  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$ , где  $\gamma_{Rd} = 1,1$  для DCM и  $\gamma_{Rd} = 1,3$  для DCH, а  $M_{Rc,i}$  – расчетное значение момента сопротивления колонны;

с) поперечное армирование, противодействующее этим поперечным силам, должно быть размещено по всей длине колонны, не находящейся в контакте с заполнениями и продлеваться вдоль ее длины на расстояние  $h_c$  (размер поперечного сечения колонны в плоскости заполнения) в часть колонны, находящуюся в контакте с заполнениями;

д) если длина колонны вне контакта с заполнением менее  $1,5 h_c$ , то поперечным силам должно противодействовать диагональное армирование.

(3) Если заполнения распространяются на всю высоту в чистоте смежных колонн и имеются стены из каменной кладки только с одной стороны колонны (например, колонны крайние, угловые), то полную длину колонны следует рассматривать как критическую зону и армировать хомутами в количестве и по схеме, требуемой для критических зон.

(4) Колонны длиной  $l_c$ , к которым приложены диагональные распорные силы от заполнения, должны быть проверены на сдвиг при действии меньшей из двух следующих поперечных сил: а) горизонтальной компоненты диагональной распорной силы от заполнения, которая считается равной горизонтальной прочности на сдвиг панели заполнения, определенной на основании прочности на сдвиг постельных швов; или б) поперечной силы, определенной в соответствии с 5.4.2.3 или 5.5.2.2 в зависимости от класса пластичности сооружения, предполагая, что резерв прочности при изгибе колонны,  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$ , возникает на двух концах длины контакта  $l_c$ . Длину контакта следует принять равной полной вертикальной ширине диагональной распорки заполнения. За исключением случаев, когда выполняется более точное вычисление этой ширины с учетом упругих свойств и геометрии заполнения и колонны, ширину распорки можно принять равной фиксированной доле длины диагонали панели.

### 5.10 Положения для бетонных диафрагм

(1) Сплошная армированная бетонная плита может рассматриваться в качестве диафрагмы, если она имеет толщину не менее 70 мм и армирование в обоих горизонтальных направлениях, не менее, чем определено в EN 1992-1-1:2004.

(2) Монолитная плита, выполненная по верху сборного настила перекрытия или покрытия может быть рассмотрена как диафрагма, если она: а) отвечает требованиям (1) этого подраздела; б) рассчитана как самостоятельная диафрагма с требуемой жесткостью и сопротивлением; и с) выполнена на чистой шероховатой поверхности или соединена с ней связями сдвига.

(3)Р Проектирование должно включать проверку ULS армированных бетонных диафрагм в сооружениях DCH с нижеследующими свойствами:

- нерегулярная геометрия или разделенные формы в плане, диафрагмы с углублениями и повторными вхождениями;
- нерегулярные и большие отверстия в диафрагме;
- нерегулярное распределение масс и/или жесткостей (как например, в случае выступов или смещений);
- подземные (цокольные) этажи со стенами, расположенными только в части периметра или только в части площади нижнего этажа.

(4) Эффекты воздействий в железобетонных диафрагмах могут быть оценены моделированием диафрагмы как высокой балки, либо как плоской фермы, или как модели со сжато-растянутыми элементами, на упругих опорах.

(5) Расчетные значения эффектов воздействий должны быть получены с учетом 4.4.2.5.

(6) Расчетные сопротивления должны быть получены в соответствии с EN 1992-1-1:2004.

(7) В случаях конструктивных систем DCH с ядрами или стенами, необходимо проверять передачу горизонтальных сил от диафрагм (перекрытий) к ядрам или стенам. В связи с этим применяются нижеследующие требования:

а) расчетное напряжение сдвига в области взаимодействия горизонтальной диафрагмы с ядром или стеной, для ограничения трещинообразования должно быть лимитировано значением не более  $1,5f_{ctd}$ ;

б) должна быть обеспечена достаточная прочность, позволяющая предотвратить разрушение при скользящем сдвиге, предполагая, что наклон сжатого элемента составляет  $45^\circ$ . Должны быть установлены дополнительные арматурные стержни, увеличивающие сопротивление против сдвига в области взаимодействия между горизонтальными диафрагмами с ядрами или стенами. Анкеровка этих стержней должна соответствовать положениям 5.6.

## **5.11 Сборные бетонные конструкции**

### **5.11.1 Общие сведения**

#### **5.11.1.1 Область применения и типы конструкций**

(1)Р Подраздел 5.11 применяется при проектировании бетонных конструктивных систем, конструируемых частично или полностью из сборных элементов.

(2)Р Если не указано иное (см.5.11.1.3.2(4)), то применяются все положения Раздела 5 этого Еврокода и EN 1992-1-1:2004 (Раздел 10).

(3) Следующие типы конструктивных систем, определенные в 5.1.2 и 5.2.2.1, рассмотрены в 5.11:

- рамные системы;
- стеновые системы;
- двойные системы (включающие сборные рамы и сборные или монолитные стены).

(4) Кроме того рассмотрены нижеперечисленные системы:

- панельные стеновые конструктивные системы (перекрестные стеновые конструктивные системы);
- конструктивные системы с ячеистой планировкой (сборно-монолитные с ячеистыми системами помещений).

#### **5.11.1.2 Оценка сборных конструкций**

(1) При моделировании сборных конструкций должны быть сделаны следующие оценки.

а) Идентификация элементов сооружения по одной из следующих функций:

- элементы, воспринимающие только гравитационные нагрузки, например, шарнирные колонны вокруг железобетонного ядра;
- элементы, воспринимающие как гравитационные, так и сейсмические нагрузки, например, рамы или стены;
- элементы, обеспечивающие надежное соединение между конструктивными элементами, например, диафрагмы перекрытия или покрытия.

б) Способность соответствовать положениям 5.1 – 5.10 в части сейсмостойкости следующим образом:

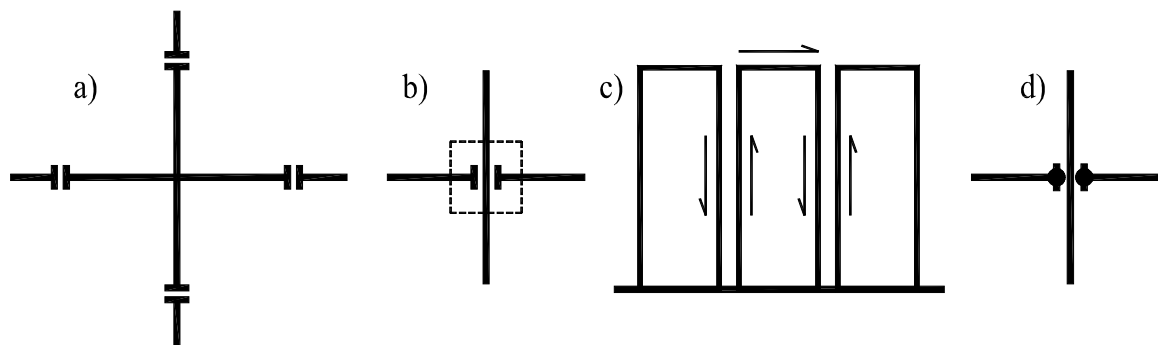
- сборная система, соответствующая всем этим положениям;
- сборные системы, скомбинированные с бетонируемыми на месте колоннами или стенами, соответствующие всем этим положениям;
- сборные системы, имеющие отступления от этих положений и нуждающиеся в дополнительных критериях проектирования; для этих систем следует назначать более низкие значения коэффициентов поведения.

с) Идентификация неконструктивных элементов, которые могут быть:

- полностью отделенными от конструктивной системы; или
- частично противодействующих деформациям конструктивных элементов.

д) Идентификация влияния соединений на способность конструкции к диссипации энергии:

- соединения, расположенные далеко за пределами критических зон (как определено в 5.1.2(1)), и не влияющие на способность конструкции к диссипации энергии (см. 5.11.2.1.1 и, например, Рисунок 5.14 а));
- соединения, расположенные в пределах критических зон, но запроектированные с достаточным запасом относительно остальной конструкции, таким образом, чтобы в сейсмической расчетной ситуации они оставались упругими, в то время, как в других критических зонах возникала неупругая реакция (см. 5.11.2.1.2 и, например, Рисунок 5.14b));
- соединения с существенной пластичностью, расположенные в пределах критических зон (см. 5.11.2.1.3 и, например, Рисунок 5.14c)) и Рисунок 5.14d)).



**Рисунок 5.14 – а) соединение, расположенное вне критических зон; б) соединение, запроектированное с запасом, с пластическими шарнирами, вынесенными за пределы соединения; в) пластические соединения крупных панелей, расположенные в пределах критических зон (например, на нижнем этаже) и работающие на сдвиг; г) пластические непрерывные соединения, расположенные в пределах критических зон рамных каркасов**

#### **5.11.1.3 Критерии проектирования**

##### **5.11.1.3.1 Локальное сопротивление**

(1) При проектировании сборных элементов и их соединений должна быть учтена возможность деградации их реакций вследствие циклических пластических деформаций. Обычно такое снижение реакции учитывается частными коэффициентами для стали и бетона (см. 5.2.4(1)Р и 5.2.4(2)). В ином случае, расчетное сопротивление сборных соединений под действием монотонного нагружения, должно быть соответственно уменьшено для проверок в сейсмической расчетной ситуации.

##### **5.11.1.3.2 Диссипация энергии**

(1) В сборных бетонных конструкциях преобладающим механизмом диссипации энергии должен быть пластический поворот в пределах критических зон.

(2) Кроме диссипации энергии через пластический поворот в критических зонах, диссипация энергии сборными конструкциями возможна также через механизмы пластического сдвига вдоль соединений, если удовлетворяются оба следующих условия:

- а) восстанавливающая сила не должна существенно снижаться во время сейсмического воздействия;
- б) возможные потери устойчивости должны быть соответствующим образом исключены.

(3) Три класса пластичности, предусмотренные в Разделе 5 для сооружений из монолитного бетона, применяются также и для сборных систем. Только 5.2.1(2) и 5.3 применяются из Раздела 5 для проектирования сборных зданий класса пластичности L.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Выбор класса пластичности для применения в различных типах сборных бетонных систем в Стране или части Страны может быть обоснован в Национальном Приложении

к этому документу. Класс пластичности L рекомендован только для случаев низкой сейсмичности. Для стеновых панельных (панельно-стеновых) систем рекомендуется класс пластичности M.

(4) Способность сооружения к диссипации энергии при сдвиге может быть учтена, особенно для сборных стеновых систем, посредством учета значений коэффициентов локальной пластичности скольжения,  $\mu_s$ , при выборе общего коэффициента поведения  $q$ .

#### 5.11.1.3.3 Специальные дополнительные мероприятия

(1) Только регулярные сборные сооружения рассматриваются в 5.11 (см. 4.2.3). Тем не менее, на положениях данного подраздела может быть основана проверка сборных элементов нерегулярных сооружений.

(2) Все вертикальные элементы конструкции должны продолжаться до уровня фундамента без прерывания.

(3) Неопределенности, связанные с сопротивлениями, такие же, как в 5.2.3.7(2)Р.

(4) Неопределенности, связанные с пластичностью такие же, как в 5.2.3.7(3)Р.

#### 5.11.1.4 Коэффициенты поведения

(1) Для сборных сооружений, соответствующих положениям 5.11, значение коэффициента поведения  $q_p$ , если отсутствуют результаты специальных исследований, можно вычислить из следующего Выражения:

$$q_p = k_p \cdot q, \quad (5.53)$$

где

$q$  – это коэффициент поведения в соответствии с Выражением (5.1);

$k_p$  – это коэффициент редукции, значения которого зависят от способности сборного сооружения к диссипации энергии (см. (2) этого подраздела).

ПРИМЕЧАНИЕ Значения, приписываемые  $k_p$  для применения в Стране, могут быть обоснованы в своем Национальном Приложении к этому документу. Рекомендуемыми значениями являются:

$$k_p \begin{cases} 1,00 & \text{для структур с соединениями в соответствии с 5.11.2.1.1, 5.11.2.1.2, или 5.11.2.1.3} \\ 0,5 & \text{для структур с другими типами соединений} \end{cases}$$

(2) Для сборных сооружений, не соответствующих положениям 5.11, коэффициент поведения  $q_p$  должен быть принят до 1,5.

#### 5.11.1.5 Расчет для переходной ситуации

(1) Во время возведения сооружения, в течение которого должно быть обеспечено временное крепление, сейсмические воздействия не должны быть приняты во внимание как расчетная ситуация. Не смотря на это, всякий раз, когда возникающая энергия от землетрясения служит причиной разрушения частей сооружения со значительной опасностью для человеческой жизни, временные крепления должны быть специально разработаны для соответствующего пониженного сейсмического воздействия.

(2) Если это воздействие не определено иным образом специальными исследованиями, то оно может быть принято равным доле расчетного воздействия,  $A_p$ , определенного в Разделе 3.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение, приписываемое  $A_p$  для применения в Стране, может быть обосновано в своем Национальном Приложении к этому документу. Рекомендуемое значение  $A_p$  – 30 %.

## **5.11.2 Соединения сборных элементов**

### **5.11.2.1 Общие требования**

#### **5.11.2.1.1 Соединения, расположенные в удалении от критических зон**

(1) Соединения сборных элементов, рассматриваемые как удаленные от критических зон, должны быть расположены на расстоянии от торцевой поверхности ближайшей критической зоны, по меньшей мере, равном наибольшему размеру поперечного сечения элемента, где эта критическая зона находится.

(2) Соединения такого типа должны быть рассчитаны по размеру на: а) поперечную силу, определенную по правилам проектирования по предельной несущей способности в 5.4.2.2 и 5.4.2.3 при коэффициенте для учета резерва прочности вследствие деформационного упрочнения стали,  $\gamma_{Rd}$ , равном 1,1 для DCM или 1,2 для DCH; и б) изгибающий момент, значение которого не меньше, чем значение момента, полученного по результатам расчета, и не менее 50 % значения момента сопротивления,  $M_{Rd}$ , на торцевой поверхности ближайшей критической зоны, умноженного на коэффициент  $\gamma_{Rd}$ .

#### **5.11.2.1.2 Соединения, запроектированные с запасом**

(1) Эффекты расчетного воздействия на соединения, запроектированные с запасом, должны быть получены исходя из правил проектирования по предельной несущей способности 5.4.2.2 и 5.4.2.3, на основании сопротивлений изгибу при резервах прочности в концевых сечениях критических зон, равных  $\gamma_{Rd} M_{Rd}$ , при коэффициенте  $\gamma_{Rd}$ , равном 1,20 для DCM и 1,35 для DCH.

(2) Прерывающиеся арматурные стержни в соединениях, проектируемых с запасом, должны быть полностью закреплены перед концевым сечением (концевыми сечениями) в критической зоне.

(3) Армирование критической зоны должно быть полностью закреплено за пределами соединения, запроектированного с запасом.

#### **5.11.2.1.3 Соединения, диссипирующие энергию**

(1) Такие соединения должны соответствовать критериям локальной пластичности в 5.2.3.4 и соответствующим пунктам 5.4.3 и 5.5.3.

(2) В качестве альтернативы следует подтвердить посредством циклических неупругих испытаний репрезентативных образцов соединения, что соединение обладает

устойчивой циклической деформацией и способностью к диссипации энергии, не меньшей, чем монолитное соединение, имеющее то же сопротивление и отвечающее положениям локальной пластичности 5.4.3 и 5.5.3.

(3) Испытания репрезентативных образцов должны выполняться согласно соответствующей циклической истории смещений, включающей не менее трех полных циклов при амплитуде, соответствующей  $q_p$ , согласно 5.2.3.4(3).

#### **5.11.2.2 Оценка сопротивления соединений**

(1) Расчетное сопротивление соединений между сборными бетонными элементами должно определяться в соответствии с положениями EN 1992-1-1:2004, 6.2.5 и EN 1992-1-1:2004, Раздел 10, с использованием частных коэффициентов по материалу из 5.2.4(2) и (3).

Если эти положения неадекватно описывают рассматриваемое соединение, то его сопротивление должно оцениваться на основании результатов соответствующих экспериментальных исследований.

(2) При оценке сопротивления соединения в отношении скользящего сдвига, сопротивлением трения, обусловленным внешними сжимающими напряжениями, следует пренебречь (в отличие от внутренних напряжений, обусловленных эффектом заземления стержней арматуры пересекающих соединение).

(3) Сварка стержней арматуры в соединениях с диссипацией энергии может быть разрешена, если будут выполнены все нижеследующие условия:

- а) используются только стали, пригодные для сварки;
- б) сварочные материалы, технология и персонал, гарантируют потерю локальной пластичности менее чем на 10 % от пластичности, достигаемой в соединении без сварки.

(4) Необходимо аналитически и экспериментально подтвердить, что стальные элементы (профили или стержни), закрепленные на бетонных элементах и предназначенные для обеспечения сейсмостойкости, способны противостоять циклическим деформациям, соответствующим контрольному уровню пластичности, указанному в 5.11.2.1.3(2).

#### **5.11.3 Элементы**

##### **5.11.3.1 Балки**

(1)Р Соответствующие положения EN 1992-1-1:2004, Раздел 10, а также 5.4.2.1, 5.4.3.1, 5.5.2.1, 5.5.3.1 в настоящем Еврокоде применяются в дополнение к правилам, изложенным в 5.11.

(2)Р Сборные балки со свободным опиранием должны быть конструктивно связаны с колоннами или стенами. Соединение должно обеспечивать передачу горизонтальных усилий в сейсмической расчетной ситуации не полагаясь на трение.

(3) В дополнение к соответствующим положениям EN 1992-1-1:2004, Раздел 10, допуски на отклонения и разрушения опорных поверхностей, должны быть достаточными для ожидаемых перемещений опорных элементов (см. 4.3.4).

### 5.11.3.2 Колонны

(1) Соответствующие положения 5.4.3.2 и 5.5.3.2 применяются в дополнение к правилам, описанным в 5.11.

(2) Соединения колонна-колонна в пределах критических зон допускаются только в DCM.

(3) Для сборных рамных каркасных систем с шарнирными соединениями колонна-балка, колонны должны быть зафиксированными в основании и располагаться в специальных полостях фундаментов, запроектированных в соответствии с 5.11.2.1.2.

### 5.11.3.3 Соединения балка-колонна

(1) Монолитные соединения балка-колонна (см. Рисунок 5.14a) должны отвечать соответствующим положениям 5.4.3.3 и 5.5.3.3.

(2) Прикрепления концов балок к колоннам (см. Рисунок 5.14b) и d)), должны быть специально проверены на прочность и пластичность, как указано в 5.11.2.2.1.

### 5.11.3.4 Сборные крупнопанельные стены

(1) EN 1992-1-1:2004, Раздел 10, применяется со следующими изменениями:

а) коэффициент минимального вертикального армирования относится к фактической площади поперечного сечения бетона и должен учитывать вертикальные стержни арматуры веб-стены и периферийных элементов;

б) армирование одинарной сеткой не допускается;

с) минимальные ограничения должны быть обеспечены для бетона расположенного вблизи краев всех сборных панелей, как указано в 5.4.3.4.2 или 5.5.3.4.5 для колонн; ограничение бетона должно располагаться в пределах квадратного сечения с длиной стороны  $b_w$ , где  $b_w$  обозначает толщину панели.

(2) Выбор размеров и конструирование части стеновой панели между вертикальным соединением и отверстием, расположенным к соединению ближе, чем  $2,5b_w$ , должны выполняться в соответствии с 5.4.3.4.2 или 5.5.3.4.5 в зависимости от класса пластичности.

(3) Следует избегать деградации сопротивления соединений.

(4) С этой целью все вертикальные соединения должны быть с рифлением или иметь шпонки, работающие на сдвиг, и должны быть проверены на сдвиг.

(5) Горизонтальные соединения, работающие на сжатие, по всей их длине могут быть выполнены без шпонок, работающих на сдвиг. Если они работают частично на сжатие и частично на растяжение, то должны быть снабжены шпонками, работающими на сдвиг, вдоль всей длины соединения.

(6) Для проверки горизонтальных соединений стен, состоящих из сборных крупных панелей, применяются следующие дополнительные правила:

а) общее усилие растяжения, создаваемое осевыми (по отношению к стене) эффектами воздействия, должно восприниматься вертикальной арматурой, расположенной вдоль растянутой зоны панели и полностью заанкеренной в теле верхней



и нижней панелей. Непрерывность этой арматуры должна быть обеспечена пластичной сваркой в пределах горизонтального соединения или, что предпочтительно, в пределах специальных шпонок, предусмотренных для этой цели (Рисунок 5.15);

b) в горизонтальных соединениях, которые работают частично на сжатие и частично на растяжение (в сейсмической расчетной ситуации) проверка сопротивления сдвигу (см. 5.11.2.2) должна выполняться только вдоль зоны, работающей на сжатие. В таком случае значение осевой силы  $N_{Ed}$  следует заменить значением полной силы  $F_c$ , действующей в зоне сжатия.

(7) Для повышения локальной пластичности вдоль вертикальных соединений крупных панелей следует соблюдать следующие дополнительные правила проектирования:

a) минимальное количество арматуры, которое должно располагаться поперек соединения следует принимать равным 0,10 % в соединениях, которые являются полностью сжатыми, и равным 0,25 % в соединениях, которые находятся в частично сжатом и частично растянутом состоянии;

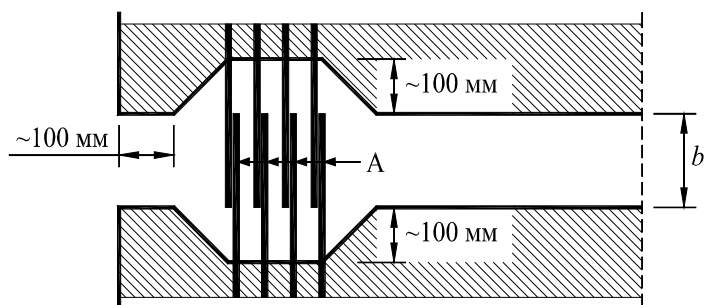
b) количество арматуры, располагаемой поперек соединения, для предотвращения его резкого ослабления после пиковой реакции, должно быть ограничено. При отсутствии дополнительных специальных обоснований, коэффициент армирования не должен превышать 2 %;

c) такое армирование должно быть распределено поперек всей длины соединения. В DCM это армирование может быть сосредоточено в трех полосах (верхней, средней и нижней);

d) необходимо обеспечить непрерывность арматуры, проходящей поперек соединений панель-панель. С этой целью, горизонтальные арматурные выпуски из панелей, заанкериваемые в вертикальных соединениях, следует выполнять в форме петель, либо (в случае соединений, с не менее, чем одной свободной поверхностью) соединять посредством сварки поперек соединения (см. Рисунок 5.16);

e) чтобы гарантировать непрерывность вдоль соединения после образования в нем трещин, в пределах вертикальных соединений, заполненных монолитным бетоном, должна быть установлена продольная арматура с минимальным коэффициентом  $\rho_{c,min}$  (см. Рисунок 5.16).

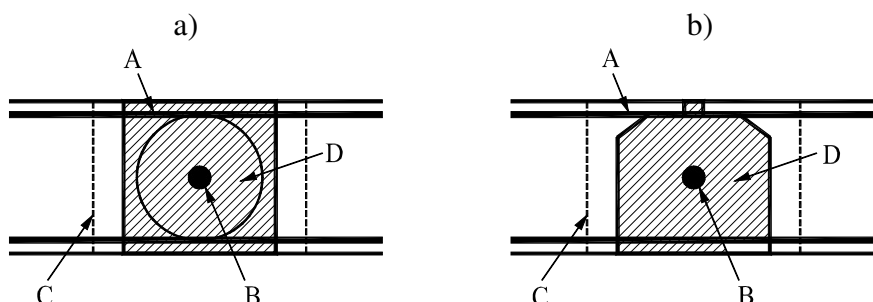
ПРИМЕЧАНИЕ Значение, приписываемое  $\rho_{c,min}$  для применения в Стране, может быть обосновано в ее Национальном Приложении к этому документу. Рекомендуемым значением является  $\rho_{c,min} = 1 \%$ .



**Обозначения:**

А – соединение стержней арматуры сваркой внахлест.

**Рисунок 5.15 – Арматура, возможно работающая на растяжение, необходимая на краю стен**



**Обозначения:**

- А – горизонтальные арматурные выпуски из панелей в виде петель;
- В – армирование вдоль соединения;
- С – шпонки сдвига (работающие на сдвиг);
- Д – замоноличивание стыка между панелями.

**Рисунок 5.16 – Поперечное сечение вертикальных соединений между сборными крупными панелями, а) стык с двумя свободными торцами; б) стык с одним свободным торцом.**

(8) В результате диссипации энергии вдоль вертикальных (а также частично и горизонтальных) соединений крупных панелей, на стены, возведенные из таких сборных панелей, не распространяются требования в 5.4.3.4.2 и 5.5.3.4.5 в отношении ограничивания периферийных элементов.

### 5.11.3.5 Диафрагмы

(1) В дополнение к положениям EN 1992-1-1:2004, Раздел 10, относящимся к плитам, и положений 5.10 для диафрагм перекрытий, изготовленных из сборных элементов, применяются нижеследующие правила проектирования.

(2) Если условие жесткости, предъявляемое к диафрагме в соответствии с 4.3.1(4) не выполняется, то податливость перекрытия в плоскости, а также податливость его соединений с вертикальными элементами, должны быть учтены в расчетной модели.

(3) Поведение диафрагмы жесткости улучшается, если соединения в диафрагме располагаются только на ее опорах. Соответствующий слой из монолитного армированного бетона, выполненный по верху перекрытия, может кардинально увеличить жесткость диафрагмы. Толщина этого слоя должна быть не меньше, чем 40 мм, если расстояние между опорами меньше 8 м, или не меньше, чем 50 мм, для более удлиненных пролетов; сетки армирования монолитного слоя должны быть соединены с вертикальными несущими элементами, расположенными выше и ниже горизонтальных диафрагм.

(4) Усилия растяжения должны восприниматься стальными связями, размещенными, по меньшей мере, по периметру диафрагмы, а также вдоль некоторых соединений

сборных плит. Если используется монолитный верхний слой, эта дополнительная арматура должна располагаться в этом верхнем слое.

(5) Во всех случаях эти связи должны образовывать непрерывную систему армирования вдоль и поперек всей диафрагмы и должны быть надлежащим образом присоединены к каждому элементу, воспринимающему горизонтальные нагрузки.

(6) Поперечные силы, действующие в плоскости вдоль соединений плита-плита или плита-балка, следует вычислять с коэффициентом запаса 1,30. Расчетное сопротивление следует вычислять как указано в 5.11.2.2.

(7) Первичные элементы, расположенные как выше, так и ниже диафрагмы, должны быть надежно соединены с диафрагмой. С этой целью все горизонтальные соединения должны быть должным образом заармированы. Не следует полагаться на силы трения, обусловленные внешними сжимающими силами.

## 6 СПЕЦИАЛЬНЫЕ ПРАВИЛА ДЛЯ СТАЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

### 6.1 Общие сведения

#### 6.1.1 Область применения

(1)Р Для проектирования стальных зданий следует применять EN 1993. Нижеследующие правила раздела следует применять дополнительно к правилам, содержащимся в EN 1993.

(2)Р Для зданий со сталежелезобетонными конструкциями следует применять Раздел 7.

#### 6.1.2 Концепции проектирования

(1)Р Сейсмостойкие стальные здания следует проектировать в соответствии с одной из следующих концепций (см. Таблицу 6.1):

- Концепция а) Низкодиссипативное конструктивное поведение;
- Концепция б) Диссипативное конструктивное поведение.

**Таблица 6.1 – Концепции проектирования, конструктивные классы пластичности и верхние пределы референтных значений коэффициентов поведения**

Концепция проектирования	Конструктивный класс пластичности	Диапазон референтных значений коэффициента поведения $q$
Концепция а) Низкодиссипативное конструктивное поведение	DCL (низкий)	$\leq 1,5 - 2$
Концепция б) Диссипативное конструктивное поведение	DCM (средний)	$\leq 4$ также ограничивается значениями из Таблицы 6.2
	DCH (высокий)	ограничивается только значениями из Таблицы 6.2
<p><b>ПРИМЕЧАНИЕ 1</b> Значение, приписываемое верхнему пределу <math>q</math> для низкодиссипативного поведения, в пределах диапазона Таблицы 6.1, для применения в Стране, может быть обосновано в своем Национальном Приложении. Рекомендуемым значением верхнего предела <math>q</math> для низкодиссипативного поведения является 1,5.</p> <p><b>ПРИМЕЧАНИЕ 2</b> Национальное Приложение конкретной Страны может содержать ограничения на выбор концепции проектирования и класса пластичности, которые допустимы в пределах этой Страны.</p>		

(2)Р В концепции а) эффекты воздействий допускается определять на основании общего упругого расчета, не принимая во внимание значимое нелинейное поведение материалов. При использовании расчетного спектра, определенного согласно 3.2.2.5, верхний предел значения коэффициента поведения  $q$  может составлять 1,5 – 2 (см.

Примечание 1 к (1) этого подраздела). В случае нерегулярности по высоте сооружения коэффициент поведения  $q$  следует корректировать согласно 4.2.3.1(7), но принимать не меньше, чем 1,5.

(3) В концепции а) если верхний предел значения  $q$  больше чем 1,5, то первичные элементы сооружения должны иметь классы поперечного сечения 1, 2 или 3.

(4) В концепции а), сопротивление элементов и соединений следует определять в соответствии с EN 1993, без каких-либо дополнительных требований. Для зданий, которые не являются сейсмоизолированными (см. Раздел 10), проектирование в соответствии с концепцией а) рекомендуется только для случаев низкой сейсмичности (см. 3.2.1(4)).

(5)Р В концепции b) следует принимать во внимание способность частей сооружения (диссипативных зон) сопротивляться сейсмическим воздействиям благодаря неупругому поведению. При использовании расчетного спектра, определенного в 3.2.2.5, референтное значение коэффициента поведения  $q$  может превышать верхнее предельное значение, установленное в Таблице 6.1 и в Примечании 1 к (1) этого подраздела для низкодиссипативного конструктивного поведения. Верхний предел коэффициента  $q$  зависит от класса пластичности и типа конструктивной системы (см. 6.3). Если принимается концепция b), то следует выполнять требования, приведенные в 6.2 – 6.11.

б)Р Сооружения, проектирование которых выполняется согласно с концепцией b), должны соответствовать конструктивным классам пластичности DCM или DCH. Эти классы соответствуют повышенной способности сооружений диссипировать энергию в пластических механизмах. В зависимости от класса пластичности, должны выполняться специальные требования, относящиеся к одному или более следующих аспектов: к классу стальных профилей и способности соединений к повороту.

### 6.1.3 Проверки безопасности

(1)Р При проверках критических предельных состояний, частный коэффициент для стали  $\gamma_s = \gamma_M$  должен учитывать возможную деградацию прочности вследствие циклических деформаций.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Национальное Приложение может предоставлять выбор  $\gamma_s$ .

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Предполагая, что из-за условий локальной пластичности соотношение между остаточной прочностью после деградации и исходной прочностью примерно равно соотношению между значениями  $\gamma_M$  для аварийных и основных комбинаций нагрузок, рекомендуется применять частный коэффициент  $\gamma_s$ , принимаемый для постоянных и переходных расчетных ситуаций.

(2) При проверках предельной несущей способности, указанной в 6.5 – 6.8, вероятность того, что фактический предел текучести стали выше, чем номинальный предел текучести, учитывается коэффициентом резерва прочности материала  $\gamma_{ov}$  (см. 6.2(3)).

## 6.2 Материалы

(1)Р Конструкционная сталь должна соответствовать стандартам, указанным в EN 1993.

(2)Р Распределение свойств материала, таких как предел текучести и ударная вязкость, должно быть таким, чтобы диссипативные зоны формировались там, где они предусмотрены по проекту.

ПРИМЕЧАНИЕ Предполагается, что во время землетрясения пластическая деформация диссипативных зон возникнет раньше, чем в других зонах, в которых деформации останутся в упругом диапазоне.

(3) Требование (2)Р может быть удовлетворено, если предел текучести стали в диссипативных зонах и расчет конструкций соответствуют одному из следующих условий а), b) или с):

а) максимально допустимый предел текучести стали  $f_{y,max}$  в диссипативных зонах удовлетворяет Выражению:  $f_{y,max} \leq 1,1\gamma_{ov} f_y$ ,

где

$\gamma_{ov}$  – коэффициент резерва прочности материала, используемый в расчете;

$f_y$  – номинальный предел текучести, установленный для данной марки стали.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Для сталей марки S235 и со значением  $\gamma_{ov} = 1,25$  этот метод дает максимальное значение  $f_{y,max} = 323 \text{ Н/мм}^2$ .

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Значение, приписываемое  $\gamma_{ov}$  для применения в Стране при проверке условия а) может быть обосновано в своем Национальном Приложении. Рекомендуемое значение  $\gamma_{ov} = 1,25$ .

b) проектирование конструкции выполняется на основе одной марки стали и номинального предела текучести  $f_y$  как в диссипативных, так и в недиссипативных зонах; максимально допустимое значение  $f_{y,max}$  определяется для стали в диссипативной зоне; номинальное значение  $f_y$  сталей, определенное для недиссипативных зон и узловых соединений, превышает максимально допустимое значение предела текучести  $f_{y,max}$  в диссипативных зонах.

ПРИМЕЧАНИЕ Это условие обычно приводит к применению сталей марки S355 для недиссипативных элементов и недиссипативных соединений (рассчитанных на основе  $f_y$  сталей марки S235), а также к применению для диссипативных элементов или соединений стали марки S235, для которой максимально допустимый предел текучести ограничен до  $f_{y,max} = 355 \text{ Н/мм}^2$ .

с) фактический предел текучести стали  $f_{y,act}$  в каждой диссипативной зоне определяется по результатам измерений, а коэффициент резерва прочности рассчитывается для каждой диссипативной зоны, как  $\gamma_{ov,act} = f_{y,act}/f_y$ , где  $f_y$  означает номинальный предел текучести стали в диссипативных зонах.

ПРИМЕЧАНИЕ Это условие применимо тогда, когда известные стали берутся из ассортимента изделий на складе, или для оценки существующих зданий, или в тех случаях, когда принятые в расчете безопасные допущения по пределу текучести, подтверждены измерениями, выполненными перед изготовлением конструкций.

(4) Если условия (3)b) этого подраздела удовлетворяются, то в расчетных проверках конструктивных элементов коэффициент резерва прочности  $\gamma_{ov}$  можно принять равным

1,00 согласно 6.5 – 6.8. При проверке узловых соединений, в Выражении (6.1) значение коэффициента резерва прочности  $\gamma_{ov}$  принимается таким же, как в (3)а).

(5) Если условия (3)с) этого подраздела выполняются, то коэффициент резерва прочности  $\gamma_{ov}$  должен приниматься максимальным из значений  $\gamma_{ov,act}$ , вычисленных при проверках, указанных в 6.5 – 6.8.

(6)Р Для диссипативных зон значение предела текучести  $f_{y,max}$ , принятое при соблюдении условий в (3) этого подраздела, должно быть определено и обозначено на чертежах.

(7) Ударная вязкость сталей и сварных швов должны соответствовать требованиям для сейсмического воздействия с квазипостоянным значением при эксплуатационной температуре (см. EN 1993-1-10).

ПРИМЕЧАНИЕ Национальное Приложение может давать информацию о том, как EN 1993-1-10:2005 может быть использован в сейсмической расчетной ситуации.

(8) Требуемая ударная вязкость стали и сварных швов, а также самая низкая эксплуатационная температура, принимаемая в комбинации с сейсмическим воздействием, должны быть определены в проектных спецификациях.

(9) В болтовых соединениях первичных элементов здания следует использовать высокопрочные болты класса 8.8 или 10.9.

(10)Р Контроль свойств материалов должен осуществляться согласно 6.11.

### **6.3 Конструктивные типы и коэффициенты поведения**

#### **6.3.1 Конструктивные типы**

(1)Р Здания из стальных конструкций, в зависимости от поведения их первичных конструктивных элементов при сопротивлении сейсмическим воздействиям, следует относить к одному из следующих конструктивных типов (см. Рисунки 6.1 – 6.8).

а) Моментные рамные каркасы, в которых сопротивление горизонтальным силам осуществляется элементами, работающими преимущественно на изгиб.

б) Каркасы с концентрическими связями, в которых горизонтальным силам сопротивляются преимущественно элементы, подверженные осевым силам.

с) Каркасы с эксцентрическими связями, в которых горизонтальным силам сопротивляются преимущественно элементы, подверженные осевым нагрузкам, но которые расположены с эксцентриситетом таким образом, что энергия могла быть диссипирована в антисейсмических звеньях посредством либо циклического изгиба, либо циклического сдвига.

д) Конструктивные системы типа перевернутого маятника, которые определены в 5.1.2, и сооружения, в которых диссипативные зоны расположены в основаниях колонн.

е) Конструктивные системы с бетонными ядрами или бетонными стенами, в которых горизонтальным силам сопротивляются преимущественно ядра или стены.

ф) Моментные рамные каркасы, комбинируемые с концентрическими связями.

г) Моментные рамные каркасы, комбинируемые с заполнениями.

(2) В моментных рамных каркасах диссипативные зоны должны располагаться главным образом в пластических шарнирах в балках или в узлах соединений балок с колоннами таким образом, чтобы энергия диссипировалась посредством циклического изгиба. Диссипативные зоны могут также располагаться в колоннах:

- в основании рамного каркаса;
- на верхнем участке колонн верхнего этажа в многоэтажных зданиях;
- на верхнем и нижнем участках колонн в одноэтажных зданиях, в которых значение  $N_{Ed}$  в колоннах соответствует неравенству:  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$ .

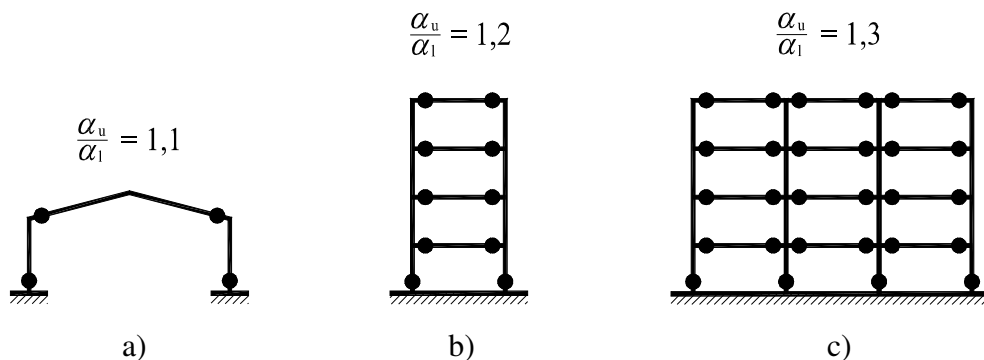
(3) В каркасах с концентрическими связями диссипативные зоны должны располагаться главным образом в растянутых диагоналях.

Связи могут принадлежать к одной из следующих категорий:

- активные растянутые диагональные связи, в которых горизонтальные силы могут восприниматься только растянутыми диагоналями; влияние сжатых диагональных связей не учитывается;
- V-образные связи, в которых горизонтальные силы могут восприниматься как растянутыми, так и сжатыми диагоналями. Точка пересечения этих диагоналей располагается на горизонтальном элементе, который должен быть непрерывным.
- К-образные связи, в которых точка пересечения диагоналей расположена на колонне (см. Рисунок 6.9), применять не допускается.

(4) Для каркасов с эксцентричными связями должны быть использованы конфигурации, которые обеспечивают активность всех антисейсмических звеньев, как показано на Рисунке 6.4.

(5) Конструктивные системы типа обратного маятника допускается рассматривать как моментные рамные каркасы, при условии, что сейсмостойкие сооружения имеют более одной колонны в каждой плоскости противодействия горизонтальным силам и, что в каждой колонне соблюдается следующее неравенство по ограничению осевой силы:  $N_{Ed} < 0,3 N_{pl,Rd}$ .



**Рисунок 6.1 – Моментные рамные каркасы**  
(диссипативные зоны в балках и в нижней части колонн).

Принимаемое по умолчанию значение  $\alpha_u/\alpha_l$  (см. 6.3.2(3) и Таблицу 6.2)



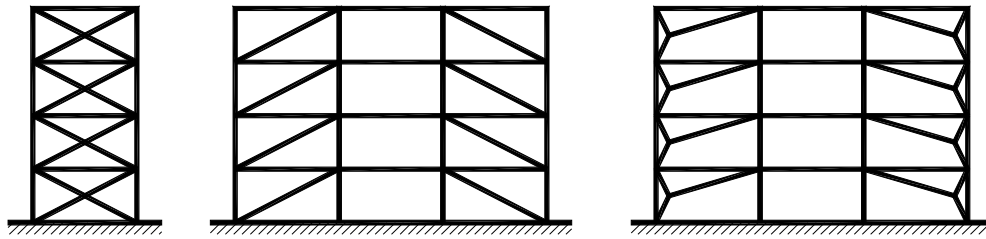


Рисунок 6.2 – Каркасы с концентрическими диагональными связями  
(диссипативные зоны располагаются только в растянутых диагоналях)

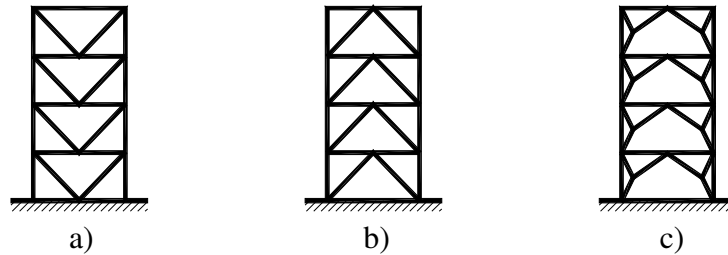


Рисунок 6.3 – Каркасы с концентрическими V-образными связями  
(диссипативные зоны в растянутых и сжатых диагоналях)

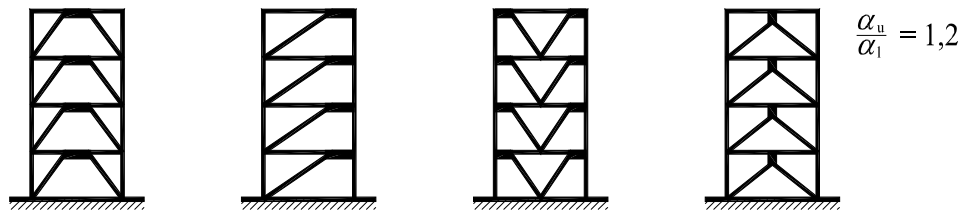


Рисунок 6.4 – Каркасы с эксцентрическими связями  
(диссипативные зоны в антисейсмических звеньях, работающих на изгиб и сдвиг).  
Значения, принимаемые по умолчанию,  $\alpha_u/\alpha_1$  (см. 6.3.2(3) и Таблицу 6.2)

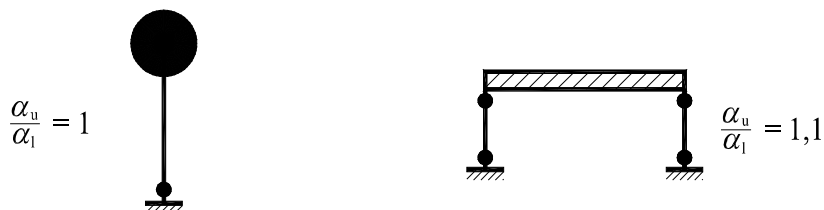


Рисунок 6.5 – Обратный маятник: а) диссипативные зоны в основании колонны;  
б) диссипативные зоны в колоннах ( $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$ );  
Значения, принимаемые по умолчанию,  $\alpha_u/\alpha_1$  (см. 6.3.2(3) и Таблицу 6.2)

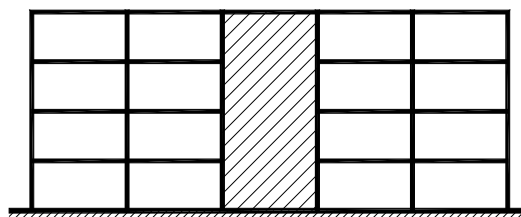
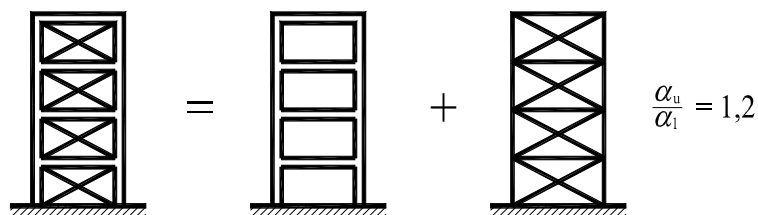
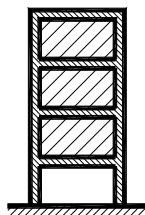


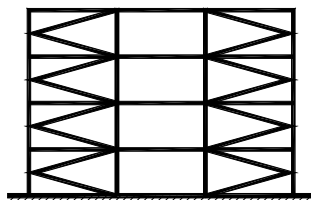
Рисунок 6.6 – Сооружения с бетонными ядрами или бетонными стенами



**Рисунок 6.7 – Моментные рамные каркасы, комбинируемые с концентрическими связями (диссипативные зоны в моментной раме и в растянутых диагоналях).**  
Принимаемое по умолчанию значение  $\alpha_u/\alpha_1$  (см. 6.3.2(3) и Таблицу 6.2)



**Рисунок 6.8 – Моментные рамные каркасы, комбинируемые с заполнениями**



**Рисунок 6.9 – Каркас с К-образными связями (не допускается к применению)**

### 6.3.2 Коэффициенты поведения

(1) Коэффициент поведения  $q$ , рассмотренный в 3.2.2.5, учитывает способность сооружений к диссипации энергии. Для регулярных конструктивных систем коэффициент поведения  $q$  следует принимать по верхнему пределу референтных значений, приведенных в Таблице 6.2, при соблюдении правил в 6.5 – 6.11.

**Таблица 6.2 – Верхние пределы референтных значений коэффициентов поведения для систем, регулярных по высоте**

Конструктивные типы	Класс пластичности	
	DCM (средний)	DCH (высокий)
а) Моментные рамные каркасы	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
б) Каркасы с концентрическими связями:		
Диагональные связи	4	4
V-образные связи	2	2,5
с) Каркасы с эксцентрическими связями	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
д) Конструктивные системы типа перевернутого маятника	2	$2\alpha_u/\alpha_1$

е) Конструктивные системы с бетонными ядрами или бетонными стенами	См. Раздел 5	
ф) Моментные рамные каркасы с концентрическими связями	4	$4 \alpha_u / \alpha_1$
г) Моментные рамные каркасы с заполнениями в виде: Бетонного или каменного заполнений, контактирующих с каркасом, но не связанного с ним. Армированного бетонного заполнения, связанного с каркасом Заполнения, изолированного от моментной рамы (см. моментные рамные каркасы).	2	2
	См. Раздел 7	
	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$

(2) Если здание нерегулярное по высоте (см. 4.2.3.3), то верхние пределы значений  $q$ , приведенные в Таблице 6.2, должны быть уменьшены на 20 % (см. 4.2.3.1(7) и Таблицу 4.1).

(3) Для зданий регулярных в плане, если вычисления  $\alpha_u / \alpha_1$  не выполнены, то допускается принимать приблизительные соотношения  $\alpha_u / \alpha_1$ , представленные на Рисунках 6.1-6.8. Параметры  $\alpha_1$  и  $\alpha_u$  определены следующим образом:

$\alpha_1$  – значение, на которое следует умножать горизонтальное расчетное сейсмическое воздействие, чтобы сначала достичь пластического сопротивления в любом элементе конструктивной системы, в то время как все другие расчетные воздействия остаются неизменными;

$\alpha_u$  – значение, на которое следует умножать горизонтальное расчетное сейсмическое воздействие, для того, чтобы сформировать пластические шарниры в достаточном количестве поперечных сечений для создания общей изменяемости конструктивной системы, в то время как все другие расчетные воздействия остаются неизменными. Коэффициент  $\alpha_u$  может быть получен из простого нелинейного статического расчета сооружения в целом.

(4) Для зданий нерегулярных в плане (см. 4.2.3.2) допускается использовать приблизительные значения  $\alpha_u / \alpha_1$ , равные средним значениям из (а) 1,0 и (б), приведенных на Рисунках 6.1 – 6.8.

(5) Допускаются принимать значения  $\alpha_u / \alpha_1$ , выше приведенных в (3) и (4) этого подраздела, при условии, что они подтверждаются вычислениями  $\alpha_u / \alpha_1$  на основе простого нелинейного статического расчета сооружения в целом.

(6) Максимальное значение  $\alpha_u / \alpha_1$  не допускается принимать в проекте более 1,6, даже если общий расчет, оговоренный в (5) этого подраздела, указывает на потенциально более высокие значения.

## 6.4 Расчет конструкций

(1) Проектирование диафрагм перекрытий должно согласовываться с 4.4.2.5.

(2) За исключением положений, установленных в этом разделе, (например, каркасы с концентрическими связями, см. 6.7.2(1) и (2)), расчет конструкций допускается выполнять в предположении, что все элементы сейсмостойкого сооружения являются активными.

## **6.5 Критерии проектирования и правила конструирования для диссипативного конструктивного поведения, общие для всех типов конструкций**

### **6.5.1 Общие сведения**

(1) Критерии проектирования, приведенные в 6.5.2, следует применять для элементов сооружений, проектируемых в соответствии с концепцией диссипативного конструктивного поведения.

(2) Критерии проектирования, приведенные в 6.5.2, будут считаться удовлетворенными, если соблюдены правила конструирования 6.5.3 – 6.5.5.

### **6.5.2 Критерии проектирования для диссипативных сооружений**

(1)Р Сооружения с диссипативными зонами должны проектироваться так, чтобы пластические деформации или локальная потеря устойчивости при продольном изгибе или другие явления, связанные с гистерезисным поведением не оказывали влияния на общую устойчивость сооружения.

ПРИМЕЧАНИЕ Предполагается, что значения  $q$  из Таблицы 6.2 соответствуют этому требованию (см. 2.2.2(2)).

(2)Р Диссипативные зоны должны иметь соответствующую пластичность и сопротивление. Сопротивление следует проверять согласно EN 1993.

(3) Диссипативные зоны могут располагаться в элементах конструктивной системы или в узловых соединениях.

(4)Р Если диссипативные зоны расположены в элементах конструктивной системы, то недиссипативные элементы и узлы соединения диссипативных элементов в остальных частях конструктивной системы должны иметь достаточные резервы прочности, обеспечивающие возможность развития циклических пластических деформаций в диссипативных частях.

(5)Р Если диссипативные зоны расположены в соединениях, то соединяемые элементы должны иметь достаточные резервы прочности, обеспечивающие возможность развития циклических пластических деформаций в соединениях.

### **6.5.3 Правила проектирования для диссипативных элементов, работающих на сжатие или изгиб**

(1)Р Достаточная локальная пластичность элементов, диссипирующих энергию при сжатии или изгибе, должна обеспечиваться путем ограничения соотношения их ширины к толщине  $b/t$  в соответствии с классами поперечных сечений, определенными в EN 1993-1-1:2005, 5.5.

(2) В зависимости от класса пластичности и коэффициента поведения  $q$ , используемых в проекте, требования, относящиеся к классам поперечных сечений стальных элементов, диссипирующих энергию, показаны в Таблице 6.3.

**Таблица 6.3 – Требования к классам поперечных сечений диссипативных элементов в зависимости от класса пластичности и референтного коэффициента поведения**

Классы пластичности	Референтные значения коэффициента поведения $q$	Требуемые классы поперечных сечений
DCM (средний)	$1,5 < q \leq 2$	Класс 1, 2 или 3
	$2 < q \leq 4$	Класс 1 или 2
DCH (высокий)	$q > 4$	Класс 1

#### **6.5.4 Правила проектирования для частей или элементов, работающих на растяжение**

(1) Для растянутых элементов или частей элементов при растяжении, следует соблюдать требования пластичности согласно EN 1993-1-1:2005, 6.2.3(3).

#### **6.5.5 Правила проектирования для соединений в диссипативных зонах**

(1)Р Проектирование соединений необходимо избегать локализации пластических деформаций, высоких остаточных напряжений и не допускать дефекты изготовления.

(2) Недиссипативные соединения диссипативных элементов, выполненные с полным проваром стыкового сварного шва, могут считаться удовлетворяющими критерию по резерву прочности.

(3) В недиссипативных соединениях для угловых сварных швов или болтов должно соблюдаться следующее условие:

$$R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy}, \quad (6.1)$$

где

$R_d$  – это сопротивление соединения в соответствии с EN 1993;

$R_{fy}$  – это пластическое сопротивление присоединяемого диссипативного элемента, определяемое по расчетному пределу текучести материала согласно EN 1993;

$\gamma_{ov}$  – это коэффициент резерва прочности материала (см. 6.1.3(2) и 6.2).

(4) Следует применять болтовые соединения категорий В и С, работающие на срез, согласно EN 1993-1-8:2005, 3.4.1, и болтовые соединения категории Е, работающие на растяжение, согласно EN1993-1-8:2005, 3.4.2. Допускаются также узловые соединения с точно подогнанными болтами, работающие на сдвиг. Поверхности трения должны соответствовать классам А или В, как указано в EN 1090-2.

(5) Для болтовых соединений, работающих на срез, расчетное сопротивление срезу болтов должно в 1,2 раза превышать расчетное сопротивление смятию.

(6) Для того, что бы соответствовать специальным требованиям, определенным в 6.6 и до 6.9, для каждого конструктивного типа и конструктивного класса пластичности, достоверность расчета должна быть подтверждена экспериментальными данными,

полученными при экспериментальной проверке прочности и пластичности элементов и их соединений при циклических нагрузках. Это положение применяется к равнопрочным соединениям и соединениям с частичной прочностью в диссипативных зонах или зонах, смежных с ними.

(7) Экспериментальные данные могут основываться на имеющихся сведениях. В противном случае требуется проведение испытаний.

ПРИМЕЧАНИЕ Национальное Приложение может содержать ссылку на дополнительные правила о приемлемом проектировании соединений.

## **6.6 Проектирование и правила конструирования для моментных рамных каркасов**

### **6.6.1 Критерии проектирования**

(1)Р Моментные рамные каркасы должны проектироваться в соответствии с 4.4.2.3 так, чтобы пластические шарниры формировались в балках или в соединениях балок с колоннами, но не в самих колоннах. Это требование не относится к основанию каркаса, уровню верха многоэтажных зданий и одноэтажным зданиям.

(2)Р В зависимости от места расположения диссипативных зон, следует применять 6.5.2(4) или 6.5.2(5)Р.

(3) Необходимая схема формирования шарниров должна обеспечиваться путем соблюдения требований 4.4.2.3, 6.6.2, 6.6.3, 6.6.4.

### **6.6.2 Балки**

(1) Балки следует проверять на наличие достаточного сопротивления потере устойчивости при поперечном изгибе и поперечном изгибе с кручением согласно EN 1993. Проверку следует определять в предположении формирования пластического шарнира на одном из концов балки. Следует рассматривать наиболее напряженный конец балки в сейсмической расчетной ситуации.

(2) Для пластических шарниров в балках следует проверить, что полный пластический момент сопротивления и сопротивление к повороту не снизились при сжатии и действии поперечных сил. С этой целью, на участках принадлежащих классам поперечных сечений 1 и 2, в местах возможного формирования шарниров должны быть проверены неравенства:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{p1,Rd}} \leq 1,0, \quad (6.2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{p1,Rd}} \leq 0,15, \quad (6.3)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5, \quad (6.4)$$

где

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}; \quad (6.5)$$

$N_{Ed}$  – это расчетная осевая сила;

$M_{Ed}$  – это расчетный изгибающий момент;

$V_{Ed}$  – это расчетная поперечная сила;

$N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  – это расчетные сопротивления, в соответствии с EN 1993;

$V_{Ed,G}$  – это расчетное значение поперечной силы, вследствие несейсмических воздействий;

$V_{Ed,M}$  – это расчетное значение поперечной силы, вследствие приложения пластических моментов  $M_{pl,Rd,A}$  и  $M_{pl,Rd,B}$  с противоположными знаками в концевых сечениях А и В балки.

ПРИМЕЧАНИЕ  $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L$  является наиболее неблагоприятным условием, соответствующим балке с пролетом  $L$  и с диссипативными зонами на обоих концах балки.

(3) Для сечений, принадлежащих классу поперечного сечения 3, Выражения (6.2) – (6.5) должны быть проверены с заменой  $N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  на  $N_{el,Rd}$ ,  $M_{el,Rd}$ ,  $V_{el,Rd}$ .

(4) Если условие в Выражении (6.3) не выполняется, то требования (2) этого подраздела считаются выполненными, если удовлетворяются требования 6.2.9.1 документа EN 1993-1-1:2005.

### 6.6.3 Колонны

(1) Р Колонны следует проверять при сжатии, учитывая наиболее неблагоприятную комбинацию осевой силы и изгибающих моментов. В ходе проверки  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  должны быть вычислены:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega M_{Ed,E}, \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega V_{Ed,E} \end{aligned} \quad (6.6)$$

где

$N_{Ed,G}$  ( $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$ ) – это сила сжатия (соответствующие изгибающий момент и поперечная сила) в колонне от действия несейсмических нагрузок, включенных в комбинацию воздействий для сейсмической расчетной ситуации;

$N_{Ed,E}$  ( $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$ ) – это сила сжатия (соответствующие изгибающий момент и поперечная сила) в колонне, вследствие расчетных сейсмических воздействий;

$\gamma_{ov}$  – это коэффициент резерва прочности (см. 6.1.3(2) и 6.2(3));

$\Omega$  – это минимальное значение  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$  всех балок, в которых расположены диссипативные зоны;  $M_{Ed,i}$  – расчетное значение изгибающего

момента в балке  $i$  в сейсмической расчетной ситуации, а  $M_{pl,Rd,i}$  – соответствующий пластический момент.

(2) В колоннах, где формируются пластические шарниры, как установлено в 6.6.1(1)Р, в ходе проверки следует учитывать, что в этих пластических шарнирах действующий момент равен  $M_{pl,Rd}$ .

(3) Проверку сопротивления колонн следует выполнять в соответствии с Разделом 6 EN 1993-1-1:2005.

(4) Поперечная сила  $V_{Ed}$  в колонне, полученная из конструктивного расчета, должна удовлетворять следующему Выражению:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5. \quad (6.7)$$

(5) Передача сил от балок к колоннам должна соответствовать правилам проектирования, содержащимся в EN 1993-1-8:2005, Раздел 6.

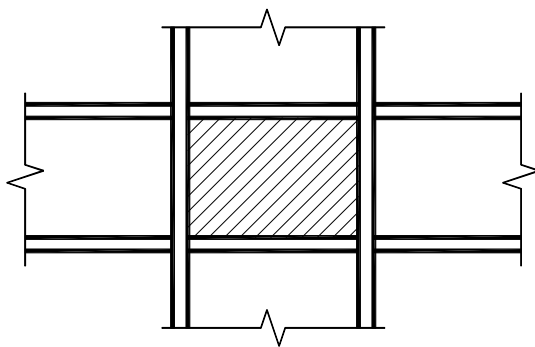
(6) Сопротивление сдвигу обрамленных стенок панелей, образующихся в соединениях балка-колонна (см. Рисунок 6.10) должно удовлетворять следующему Выражению:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0, \quad (6.8)$$

где

$V_{wp,Ed}$  – это расчетная поперечная сила в обрамленной стенке, вследствие эффектов воздействий с учетом пластического сопротивления смежных диссипативных зон в балках или соединениях;

$V_{wp,Rd}$  – это сопротивление сдвигу обрамленной стенки согласно EN 1993-1-8:2005, 6.2.6.1. Не требуется учитывать влияние напряжений от осевой силы и изгибающего момента на пластическое сопротивление при сдвиге.



**Рисунок 6.10 – Стенка панели, обрамленная полками и ребрами жесткости**

(7) Сопротивление потере устойчивости при сдвиге обрамленной стенки панели должно быть также проверено на соответствие положениям EN1993-1-5:2006, Раздел 5:

$$V_{wp,Ed} < V_{wb,Rd}, \quad (6.9)$$

где

$V_{wb,Rd}$  – сопротивление потере устойчивости при сдвиге обрамленной стенки панели.



#### 6.6.4 Соединения балок с колоннами

(1) Если сооружение проектируется так, чтобы предусматривать диссипацию энергии в балках, то соединения балок с колоннами следует проектировать с требуемой степенью резерва прочности (см. 6.5.5), с учетом момента сопротивления  $M_{pl,Rd}$  и поперечной силы ( $V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$ ), указанных в 6.6.2.

(2) Диссипативные полужесткие и/или ограничено прочные соединения допускаются при условии, что проверяются все следующие требования:

а) соединения имеют способность к повороту, согласующуюся с общими деформациями;

б) элементы в рамных соединениях демонстрируют устойчивость в критическом предельном стоянии (ULS);

с) эффект деформации соединения на общее отклонение от вертикали учитывается в простом нелинейном статическом расчете сооружения в целом или в нелинейном расчете во временной области.

(3) Узловое соединение должно быть таким, чтобы способность к повороту зоны пластического шарнира  $\theta_p$  была не меньше 35 мрад для сооружений класса пластичности DCH и 25 мрад для сооружений класса пластичности DCM при  $q > 2$ . Угол поворота  $\theta_p$  определяется из Выражения:

$$\theta_p = \delta / 0,5L, \quad (6.10)$$

где (см. Рисунок 6.11)

$\delta$  – это прогиб балки в середине пролета;

$L$  – это пролет балки.

Способность к повороту зоны пластического шарнира  $\theta_p$  при циклическом нагружении должна быть обеспечена без деградации прочности и жесткости больше, чем на 20 %. Это требование остается в силе независимо от планируемого расположения диссипативных зон.

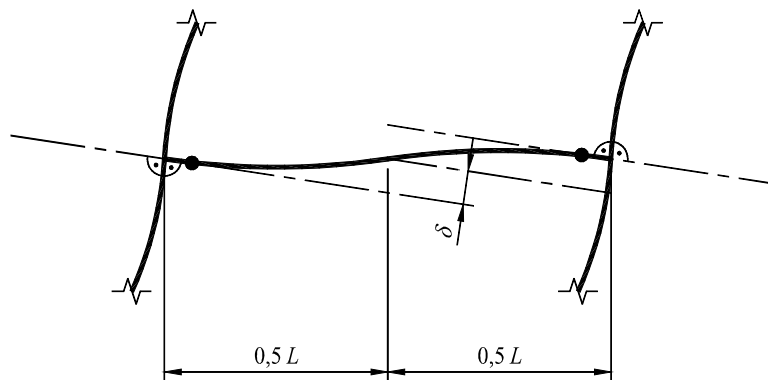


Рисунок 6.11 – Прогиб балки для вычисления  $\theta_p$

(4) В экспериментах, выполняемых для оценки  $\theta_p$ , сопротивление сдвигу обрамленной стенки панели колонны должно соответствовать Выражению (6.8), а

деформация сдвига обрамленной стенки панели колонны не должна давать вклад более 30 % от возможного пластического поворота  $\theta_p$ .

(5) Упругая деформация колонны не должна включаться в оценку значения  $\theta_p$ .

(6) Если используются частичная прочность соединений, предельная несущая способность колонн должна быть определена исходя из способности соединений к пластическим деформациям.

## **6.7 Проектирование и правила конструирования для каркасов с концентрическими связями**

### **6.7.1 Критерии проектирования**

(1)Р Каркасы с концентрическими связями следует проектировать так, чтобы пластические деформации в растянутых диагоналях возникали раньше, чем отказы соединений, а также до пластических деформаций или потери устойчивости в балках или колоннах.

(2)Р Диагональные элементы связей должны быть расположены таким образом, чтобы сооружение характеризовалось в противоположных направлениях одинаковыми зависимостями горизонтальных перемещений от нагрузки в уровне каждого этажа при перемене знака нагрузки.

(3) С этой целью, для каждого этажа здания должно соблюдаться следующее условие:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05, \quad (6.11)$$

где

$A^+$  и  $A^-$  – обозначают горизонтальные проекции поперечных сечений растянутых диагоналей, при горизонтальных сейсмических воздействиях, имеющих положительное или отрицательное направление, соответственно (см. Рисунок 6.12).

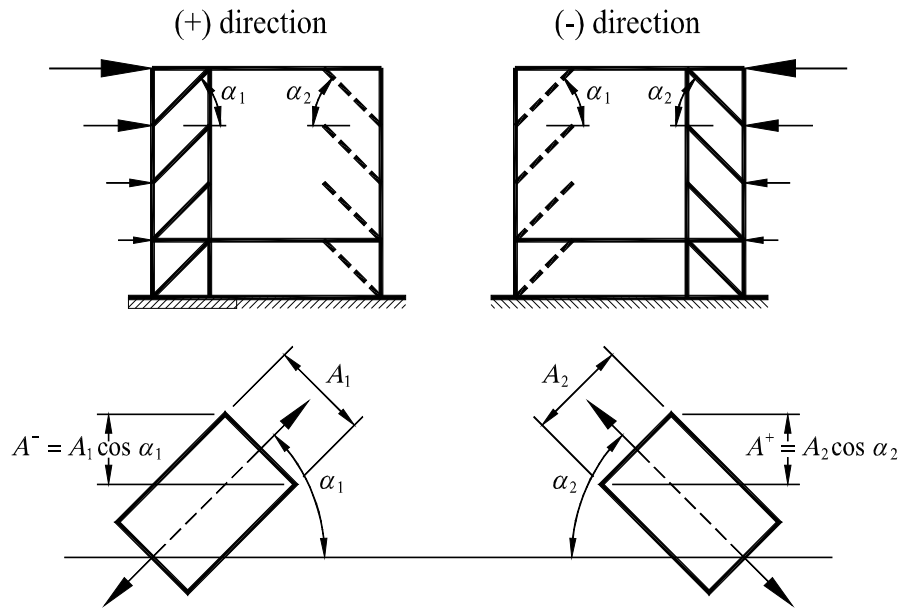


Рисунок 6.12 – Пример применения 6.7.1(3)

### 6.7.2 Расчет

(1)Р При гравитационных нагрузках считается, что балки и колонны сопротивляются этим нагрузкам, а элементы связей во внимание не принимаются.

(2)Р Диагональные элементы связей необходимо учитывать при выполнении упругого расчета сооружения на сейсмические воздействия:

- в каркасах с диагональными связями необходимо учитывать только растянутые диагональные элементы связей;

- в каркасах с V-образными связями необходимо учитывать как растянутые, так и сжатые диагональные элементы связей.

(3) При расчете любого типа концентрических связей допускается учитывать как сжатые, так и растянутые диагональные элементы связей, если соблюдаются все следующие условия:

- а) используется простой нелинейный статический общий расчет или нелинейный расчет во временной области;

- б) при моделировании поведения диагональных элементов связей учитывается ситуация, как до потери устойчивости, так и после потери устойчивости при продольном изгибе;

- с) имеется исходная информация, подтверждающая избранную модель поведения диагональных элементов связей.

### 6.7.3 Диагональные элементы связей

(1) В каркасах с X-образными диагональными связями условная (безразмерная) гибкость  $\bar{\lambda}$ , как определено в EN 1993-1-1:2005, должна быть ограничена значениями:  $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$ .

ПРИМЕЧАНИЕ Предел 1,3 принят для исключения перегрузки колонны на стадии до потери устойчивости (когда сжатые и растянутые диагональные связи активны) за пределами эффектов воздействий, полученных из расчетов в предельной стадии, когда активной является только растянутая диагональ.

(2) В каркасах с диагональными связями, в которых диагонали не располагаются как X-образные связи (см. для примера Рисунок 6.12), безразмерная гибкость  $\bar{\lambda}$  должна быть меньше или равна 2,0.

(3) В каркасах с V-образными связями безразмерная гибкость  $\bar{\lambda}$  должна быть меньше или равна 2,0.

(4) В сооружениях до двух этажей не применяется ограничение  $\bar{\lambda}$ .

(5) Сопротивление пластическим деформациям  $N_{pl,Rd}$  общего поперечного сечения диагоналей должно быть таким, чтобы  $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$ .

(6) В каркасах с V-образными связями сжатые диагональные элементы связей следует рассчитывать для сопротивления сжатию в соответствии с EN 1993.

(7) Присоединение диагоналей к любому элементу должно удовлетворять расчетным правилам 6.5.5.

(8) Для обеспечения однородности диссипативного поведения диагональных элементов связей необходимо проверять, чтобы максимальное значение резерва прочности  $\Omega_i$ , определенное в 6.7.4(1) не отличалось от минимального значения  $\Omega$  более, чем на 25 %.

(9) Диссипативные полужесткие и/или ограничено прочные соединения допускаются при соблюдении следующих условий:

а) соединения имеют способность относительного удлинения, согласующуюся с общими деформациями;

б) эффекты деформаций соединений на общее отклонение от вертикали учитывается в общем простом нелинейном статическом расчете или в нелинейном расчете во временной области.

#### 6.7.4 Балки и колонны

(1) Балки и колонны с осевыми силами должны удовлетворять следующим минимальным требованиям сопротивления:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}, \quad (6.12)$$

где

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  – это расчетное сопротивление продольному изгибу балки или колонны, согласно EN 1993, с учетом влияния на сопротивление продольному изгибу изгибающего момента  $M_{Ed}$ , определенного по результатам расчета на сейсмические воздействия;

$N_{Ed,G}$  – это осевая сила в балке или колонне, обусловленная несейсмическими воздействиями, включенных в комбинацию воздействий в сейсмической расчетной ситуации;

$N_{Ed,E}$  – это осевая сила в балке или колонне, обусловленная расчетным сейсмическим воздействием;

- $\gamma_{ov}$  – это коэффициент резерва прочности (см. 6.1.3(2) и 6.2(3));
- $\Omega$  – это минимальное значение  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$  по всем диагональным элементам связей связевой каркасной системы; где
- $N_{pl,Rd,i}$  – это расчетное сопротивление диагонального элемента  $i$ ;
- $N_{Ed,i}$  – это расчетное значение осевой силы в том же диагональном элементе  $i$  в сейсмической расчетной ситуации.

(2) В каркасах с V-образными связями, балки следует проектировать, способными сопротивляться:

- всем несейсмическим воздействиям без учета промежуточной опоры, образованной диагональными элементами;
- несбалансированному эффекту от вертикального сейсмического воздействия, приложенного к балке связями, после потери устойчивости сжатых диагональных элементов. Этот эффект воздействия вычисляется с применением значений  $N_{pl,Rd}$  для растянутой связи и  $\gamma_{pb}N_{pl,Rd}$  для сжатой связи.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Коэффициент  $\gamma_{pb}$  используется для оценки сопротивления сжатых диагоналей после потери устойчивости.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Значение, приписываемое  $\gamma_{pb}$ , для применения в Стране, может быть обосновано в своем Национальном Приложении к этому документу. Рекомендующим значением является 0,3.

(3)Р В каркасах с диагональными связями, в которых растянутые и сжатые диагональные элементы не пересекаются (например, диагональные элементы на Рисунке 6.12), в расчете следует учитывать растягивающие и сжимающие силы, которые возникают в колоннах, примыкающих к сжатым диагональным элементам, и соответствуют сжимающим силам в этих диагональных элементах, равным расчетному сопротивлению диагональных элементов при потере устойчивости.

## **6.8 Проектирование и правила конструирования для каркасов с эксцентрическими связями**

### **6.8.1 Критерии проектирования**

(1)Р Каркасы с эксцентрическими связями следует проектировать так, чтобы специальные элементы или части элементов, называемые антисейсмическими звеньями, были способными к диссипации энергии путем формирования механизмов пластического изгиба и/или пластического сдвига.

(2)Р Конструктивная система должна проектироваться так, чтобы реализовывалось однородное диссипативное поведение всей совокупности антисейсмических звеньев.

ПРИМЕЧАНИЕ Правила, приведенные ниже, предназначены обеспечить появление пластических деформаций, включая эффекты деформационного упрочнения в пластических шарнирах или панелях сдвига, которые будут иметь место в звеньях, до появления в каком-либо другом месте пластических деформаций или отказов.

(3) Антисейсмические звенья могут быть представлены горизонтальными или вертикальными компонентами (см. Рисунок 6.4).

### 6.8.2 Антисейсмические звенья

(1) Стенка звена должна иметь единую толщину без усиления дублирующими пластинами и без отверстий или перфорации.

(2) Антисейсмические звенья классифицированы на три категории, согласно типу механизма развития пластических деформаций:

- короткие звенья, диссипирующие энергию за счет пластических деформаций в основном при сдвиге;
- длинные звенья, диссипирующие энергию за счет пластических деформаций в основном при изгибе;
- промежуточные звенья, в которых механизм пластических деформаций реализуется за счет изгиба и сдвига.

(3) Для двутавровых поперечных сечений (Рисунок 6.13) используются следующие параметры для определения расчетных сопротивлений и границ категорий:

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f), \quad (6.13)$$

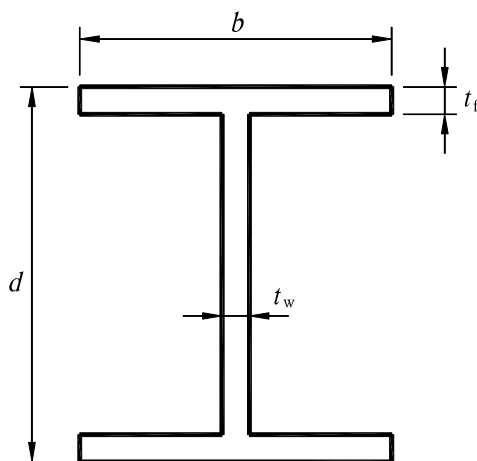
$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) t_w (d - t_f). \quad (6.14)$$

(4) Если  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$ , то расчетное сопротивление звена должно удовлетворять следующим соотношениям в обоих концах звена:

$$V_{Ed} \leq V_{p,link}, \quad (6.15)$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link}, \quad (6.16)$$

где  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  – представляют собой результат эффектов расчетных воздействий, соответственно, расчетной осевой силы, расчетного изгибающего момента и расчетной поперечной силы на обоих концах звена.



**Рисунок 6.13 – Определение обозначений для звена двутаврового поперечного сечения**

(5) Если  $N_{Ed}/N_{Rd} > 0,15$ , то Выражения (6.15), (6.16) должны быть удовлетворены при следующих уменьшенных значениях  $V_{p,link,r}$  и  $M_{p,link,r}$ , используемых вместо  $V_{p,link}$  и  $M_{p,link}$ .

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \left[ 1 - (N_{Ed} / N_{p1,Rd})^2 \right]^{0,5}, \quad (6.17)$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \left[ 1 - (N_{Ed} / N_{p1,Rd}) \right]. \quad (6.18)$$

(6) Если  $N_{Ed}/N_{Rd} \geq 0,15$ , то длина звена,  $e$ , не может превышать:

$$e \leq 1,6 M_{p,link} / V_{p,link}, \text{ когда } R < 0,3 \quad (6.19)$$

или

$$e \leq (1,15 - 0,5R) 1,6 M_{p,link} / V_{p,link}, \text{ когда } R \geq 0,3, \quad (6.20)$$

где

$R = N_{Ed} \cdot t_w \cdot (d - 2t_f) / (V_{Ed} \cdot A)$ , в котором,  $A$ , обозначает общую площадь звена.

(7) Для достижения общего диссипативного поведения сооружения, необходимо проверить, чтобы в каждом отдельном случае значения соотношений  $\Omega_i$ , определенные в 6.8.3(1), не превышали минимального значения  $\Omega$ , полученного в 6.8.3(1), больше, чем на 25 % этого минимального значения.

(8) В конструкциях, где равные моменты формируются одновременно на обоих концах звена (см. Рисунок 6.14 а)), звенья могут быть классифицированы в соответствии с их длиной  $e$ . Для двутавровых поперечных сечений предусмотрены категории:

$$\text{– короткие звенья} \quad e < e_s = 1,6 M_{p,link} / V_{p,link}; \quad (6.21)$$

$$\text{– длинные звенья} \quad e > e_L = 3,0 M_{p,link} / V_{p,link}; \quad (6.22)$$

$$\text{– промежуточные звенья} \quad e_s < e < e_L. \quad (6.23)$$

(9) В конструкциях, где формируется только один пластический шарнир на одном конце звена (см. Рисунок 6.14 б)), категорию звеньев следует определять в зависимости от значения длины  $e$ . Для двутавровых сечений предусмотрены категории:

$$\text{– короткие звенья} \quad e < e_s = 0,8 (1+\alpha) M_{p,link} / V_{p,link}; \quad (6.24)$$

$$\text{– длинные звенья} \quad e > e_L = 1,5 (1+\alpha) M_{p,link} / V_{p,link}; \quad (6.25)$$

$$\text{– промежуточные звенья} \quad e_s < e < e_L. \quad (6.26)$$

где  $\alpha$  – является отношением меньших изгибающих моментов  $M_{Ed,A}$  на одном конце звена в сейсмической расчетной ситуации к большим изгибающим моментам  $M_{Ed,B}$  на том конце, где будет формироваться пластический шарнир. Величины обоих моментов принимаются как абсолютные значения.

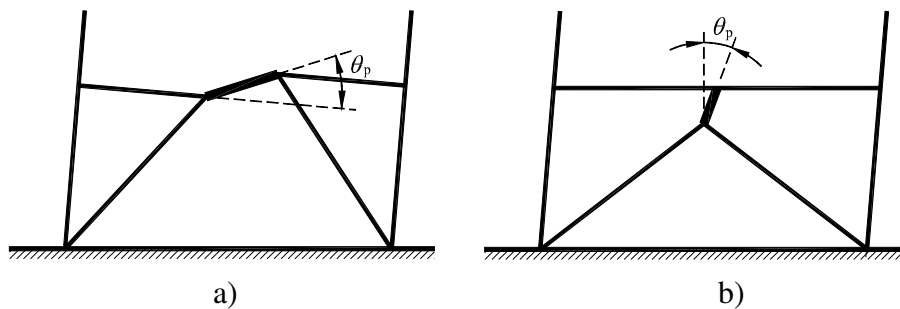


Рисунок 6.14 – а) равные моменты на концах звена;  
б) неравные моменты на концах звена

(10) Угол поворота звена  $\theta_p$  между звеном и элементом с внешней стороны звена должен быть совместим с общими деформациями, как определено в 6.6.4(3). Угол не может превышать следующие значения:

– короткие звенья:  $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08$  радиан (6.27)

– длинные звенья:  $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02$  радиан (6.28)

– промежуточные звенья:  $\theta_p \leq \theta_{pR} =$  значения, определяемого линейной интерполяцией между вышеуказанными значениями (6.29)

(11) Звенья на концах диагональных распорок должны иметь ребра жесткости на полную высоту стенки по обеим сторонам. Эти ребра жесткости должны иметь общую ширину не менее  $(b_f - 2t_w)$  и толщину не менее  $0,75t_w$ , либо не менее 10 мм, в зависимости от того, что больше.

(12) Звенья должны быть обеспечены промежуточными ребрами жесткости стенки следующим образом:

а) короткие звенья должны быть снабжены промежуточными ребрами жесткости стенки, расположенными с шагом, не превышающим  $(30t_w - d/5)$  при угле поворота звена  $\theta_p$ , равным 0,08 радиана или  $(52t_w - d/5)$  при угле поворота звена  $\theta_p$ , равном 0,02 радиана и меньше. Для углов поворота, лежащих между 0,08 радиана и 0,02 радиана, следует использовать линейную интерполяцию;

б) длинные звенья должны быть обеспечены одним промежуточным ребром жесткости стенки, расположенным на расстоянии  $1,5b$  от каждого конца звена, где будет формироваться пластический шарнир;

с) промежуточные звенья должны быть обеспечены промежуточными ребрами жесткости стенки, которые отвечают требованиям а) или б);

д) промежуточные ребра жесткости стенки не требуются в звеньях длиной  $e$  больше, чем  $5M_p/V_p$ ;

е) промежуточные ребра жесткости стенки должны быть полнопрофильными. Для звеньев, у которых высота  $d$  поперечного сечения составляет менее 600 мм, ребра жесткости требуются только с одной стороны стенки звена. Толщина односторонних ребер жесткости должна быть не меньше, чем  $t_w$  или не меньше 10 мм, в зависимости от того, что больше, а ширина должна быть не меньше, чем  $(b/2) - t_w$ . Для звена высотой 600 мм или более, аналогичные промежуточные ребра жесткости должны быть обеспечены по обеим сторонам стенки.

(13) Угловые сварные швы, соединяющие ребро жесткости звена со стенкой звена, должны иметь расчетную прочность, достаточную для сопротивления силе  $\gamma_{ov}f_yA_{st}$ , где  $A_{st}$  это площадь ребра жесткости. Расчетная прочность угловых сварных швов, закрепляющих ребра жесткости к полкам, должна быть достаточной для сопротивления силе  $\gamma_{ov}A_{st}f_y/4$ .

(14) Боковые крепления должны быть предусмотрены на обоих, как верхней, так и нижней полках звена на его концах. Концевые боковые крепления звеньев должны иметь расчетное осевое сопротивление, достаточное для обеспечения бокового восприятия сил, составляющих 6 % от ожидаемой номинальной осевой прочности полки звена, вычисленной как  $f_ybt_f$ .



(15) В балках, где присутствует антисейсмическое звено, сопротивление потере устойчивости при сдвиге стенками панелей за пределами звена, должно быть проверено на соответствие по EN 1993-1-5:2006, Раздел 5.

### 6.8.3 Элементы, не содержащие антисейсмических звеньев

(1) Элементы, не содержащие антисейсмических звеньев, подобные колоннам и диагональным элементам, если применяются горизонтальные звенья в балках, а также балочные элементы, если применяются вертикальные звенья, должны быть проверены на сжатие, принимая во внимание наиболее неблагоприятную комбинацию осевой силы и изгибающих моментов:

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}, \quad (6.30)$$

где

$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$  – это расчетное осевое сопротивление колонны или диагонального элемента в соответствии с EN 1993, с учетом взаимодействия изгибающего момента  $M_{Ed}$  и поперечной силы  $V_{Ed}$ , принятыми при их расчетном значении в сейсмической ситуации;

$N_{Ed,G}$  – это сила сжатия в колонне или диагональном элементе, обусловленная несейсмическими воздействиями, включенными в комбинацию воздействий в сейсмической расчетной ситуации;

$N_{Ed,E}$  – это сила сжатия в колонне или диагональном элементе, обусловленная расчетными сейсмическими воздействиями;

$\gamma_{ov}$  – это коэффициент резерва прочности (см. 6.1.3(2) и 6.2(3));

$\Omega$  – мультипликативный коэффициент, минимальный из следующих значений:  
минимальное значение  $\Omega_i = 1,5V_{p,link,i}/V_{Ed,i}$  среди всех коротких звеньев;  
минимальное значение  $\Omega_i = 1,5M_{p,link,i}/M_{Ed,i}$  среди всех промежуточных и длинных звеньев;

где

$V_{Ed,i}$ ,  $M_{Ed,i}$  – расчетные значения поперечной силы и изгибающего момента в звене  $i$  в сейсмической расчетной ситуации;

$V_{p,link,i}$ ,  $M_{p,link,i}$  – расчетные пластические сопротивления сдвигу и изгибу звена  $i$  в соответствии с 6.8.2(3).

### 6.8.4 Соединения антисейсмических звеньев

(1) Если сооружение проектируется с диссипацией энергии в антисейсмических звеньях, то соединения звеньев или элементов, содержащих эти звенья, должны проектироваться при эффектах воздействий  $E_d$ , вычисленных следующим образом:

$$E_d \geq E_{d,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega_l E_{d,E}, \quad (6.31)$$

где

$E_{d,G}$  – это эффект воздействия в соединении, обусловленный несейсмическими воздействиями, включенными в комбинацию воздействий в сейсмической расчетной ситуации;

$E_{d,E}$  – это эффект воздействия в соединении, обусловленный расчетным сейсмическим воздействием;

$\gamma_{ov}$  – это коэффициент резерва прочности (см. 6.1.3(2) и 6.2(3));

$\Omega$  – это коэффициент резерва прочности, рассчитанный для звена в соответствии с 6.8.3(1).

(2) Для полужестких и/или с ограниченной прочностью соединений, можно предположить, что диссипация энергии возникает только в соединениях. Это допустимо при условии, что удовлетворены все нижеследующие требования:

а) соединения обладают достаточной способностью к повороту для соответствующих деформационных требований;

б) элементы в рамных соединениях демонстрируют стабильность при ULS;

с) приняты во внимание эффекты деформаций соединений на общее отклонение от вертикали.

(3) В тех случаях, когда соединения с ограниченной прочностью используются для антисейсмических звеньев, предельная несущая способность других элементов сооружения должна быть обеспечена с учетом способности к пластическим деформациям соединений звеньев.

## **6.9 Правила проектирования сооружений типа перевернутого маятника**

(1) В сооружениях типа перевернутого маятника (описанных в 6.3.1(d)) колонны необходимо проверять на сжатие, учитывая наиболее неблагоприятную комбинацию осевой силы и изгибающих моментов.

(2) В ходе проверки значения  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  следует вычислять согласно 6.6.3.

(3) Безразмерные гибкости колонн должны быть ограничены до  $\bar{\lambda} \leq 1,5$ .

(4) Коэффициент чувствительности к перекосу этажа  $\theta$ , как определено в 4.4.2.2, следует ограничить до  $\theta \leq 0,20$ .

## **6.10 Правила проектирования стальных сооружений с бетонными ядрами или бетонными стенами, а также моментных рамных каркасов, комбинируемых с концентрическими связями или с заполнениями**

### **6.10.1 Сооружения с бетонными ядрами или бетонными стенами**

(1)Р Стальные элементы должны быть проверены согласно этому разделу и EN 1993, при этом бетонные элементы должны проектироваться в соответствии с Разделом 5.

(2)Р Элементы, в которых существует взаимодействие между сталью и бетоном, должны быть проверены в соответствии с Разделом 7.

### **6.10.2 Моментные рамные каркасы, комбинируемые с концентрическими связями**

(1) Двойные конструктивные системы с моментными рамами и со связевыми рамами, работающими в одном направлении, следует проектировать с использованием единого коэффициента  $q$ . Горизонтальные силы между разными рамами должны быть распределены в соответствии с их упругими жесткостями.

(2) Моментные рамы и связевые рамы должны соответствовать требованиям 6.6, 6.7 и 6.8.

### **6.10.3 Моментные рамные каркасы, комбинируемые с заполнениями**

(1)Р Моментные рамные каркасы с заполнениями, в которых армированное бетонное заполнение непосредственно связано со стальной конструкцией, следует проектировать в соответствии с Разделом 7.

(2)Р Моментные рамные каркасы, в которых заполнение по боковым и верхней сторонам конструктивно не соединено со стальным каркасом, должны быть запроектированы как стальные конструктивные системы.

(3) Моментные рамные каркасы, в которых заполнение находится в контакте со стальным каркасом, но напрямую не соединяется с ним, должны удовлетворять следующим правилам:

а) заполнение должно быть равномерно распределено по высоте здания для того, чтобы не потребовалось увеличивать локальную пластичность в элементах каркаса. Если это условие не выполняется, то здание должно быть рассмотрено как нерегулярное по высоте;

б) должно быть учтено взаимодействие каркас-заполнение. В балках и колоннах должны быть учтены внутренние усилия, обусловленные диагональным распором в заполнениях. С этой целью могут быть применяться правила 5.9;

с) стальные рамы должны быть проверены на соответствие правилам этого пункта, а заполнение армированным бетоном или каменной кладкой следует проектировать в соответствии с EN 1992-1-1:2004 и Разделами 5 или 9.

### **6.11 Контроль проектирования и строительства**

(1)Р Контроль проектирования и строительства должен обеспечить соответствие реального сооружения проекту.

(2) С этой целью, в дополнение к требованиям EN 1993, должны быть соблюдены следующие требования:

а) чертежи для изготовления и возведения конструкций должны содержать детали соединений, размеры и качество болтов и сварных швов, а также марки стали элементов, с указанием максимально допустимого предела текучести стали  $f_{y,max}$ , применяемой изготовителем в диссипативных зонах;

б) должно быть проверено соответствие материалов положениям 6.2;

с) контроль затяжки болтов и качества сварки должны соответствовать правилам в EN 1090-2;

d) во время строительства должно быть обеспечено, что предел текучести стали, фактически используемой в диссипативных зонах, не превышает значение  $f_{y,max}$ , указанное на чертеже, больше, чем на 10 %.

(3)Р Если одно из вышеуказанных условий не выполняется, то должны быть предусмотрены исправления или обоснования, позволяющие обеспечить соответствие требованиям EN 1998-1 и безопасность сооружения.

## 7 СПЕЦИАЛЬНЫЕ ПРАВИЛА ДЛЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЗДАНИЙ

### 7.1 Общие сведения

#### 7.1.1 Область применения

(1)Р Для проектирования сталежелезобетонных зданий применяются положения EN 1994-1-1:2004. Нижеследующие правила являются дополнительными к приведенным в EN 1994-1-1:2004.

(2) Помимо положений настоящего раздела применяются положения Разделов 5 и 6.

#### 7.1.2 Концепции проектирования

(1)Р Сейсмостойкие сталежелезобетонные здания могут проектироваться в соответствии с одной из нижеследующих концепций (см. Таблицу 7.1):

- Концепция а) Низко-диссипативное конструктивное поведение.
- Концепция б) Диссипативное конструктивное поведение со сталежелезобетонными диссипативными зонами;
- Концепция с) Диссипативное конструктивное поведение со стальными диссипативными зонами.

**Таблица 7.1 – Концепции проектирования, классы пластичности конструктивных систем и верхние пределы референтных значений коэффициентов поведения**

Концепция проектирования	Класс пластичности	Диапазон референтных значений коэффициентов поведения $q$
Концепция а) Низко-диссипативное поведение конструкции	DCL (низкий)	$\leq 1,5 - 2$
Концепция б) или с) Диссипативное поведение конструкции	DCM (средний)	$\leq 4$ ограничен также значениями Таблицы 7.2
	DCH (высокий)	ограничен только значениями Таблицы 7.2
<p><b>ПРИМЕЧАНИЕ 1</b> Значение, приписываемое верхнему пределу <math>q</math> для низко-диссипативного поведения для применения в Стране, может быть обосновано в пределах диапазона значений Таблицы 7.1 в Национальном Приложении к настоящему документу. Рекомендуемым значением верхнего предела <math>q</math> для низко-диссипативного поведения является 1,5.</p> <p><b>ПРИМЕЧАНИЕ 2</b> Национальное Приложение конкретной Страны может накладывать ограничения на выбор концепции проектирования и класса пластичности, которые являются допустимыми в пределах Страны.</p>		

(2)Р В концепции а), эффекты воздействий могут быть определены на основании общего упругого расчета без учета нелинейного поведения материала, но с учетом уменьшения момента инерции из-за трещинообразования в бетоне в части пролетов балок, в соответствии с общими правилами расчета, определенными в 7.4 и специальными правилами, определенными в 7.7 – 7.11 для каждого типа конструктивных систем.

При применении расчетного спектра, определенного по 3.2.2.5, верхний предел референтного значения коэффициента поведения  $q$  принимается между 1,5 и 2 (см. Примечание 1 к (1) данного подраздела).

В случае нерегулярности по высоте, верхний предел референтного значения коэффициента поведения  $q$ , как указано в 4.2.3.1(7), необходимо корректировать, но это значение следует принимать не менее 1,5.

(3) В концепции а) сопротивление элементов и соединений должно быть оценено в соответствии с EN 1993 и EN 1994 без каких-либо дополнительных требований. Для сооружений без сейсмоизолирующих систем (см. Раздел 10), концепция проектирования а) рекомендуется только для случаев с низкой сейсмичностью (см. 3.2.1(4)).

(4) В концепциях b) и c) принимается во внимание способность частей сооружения (диссипативных зон) сопротивляться воздействиям землетрясений с учётом их неупругого поведения. При использовании расчетного спектра реакций, определенного по 3.2.2.5, верхний предел референтного значения коэффициента поведения  $q$  может приниматься больше, чем верхнее значение, установленное в Таблице 7.1 и в Примечании 1 к (1) настоящего подраздела, для низкодиссипативного конструктивного поведения. Верхний предел значения  $q$  зависит от класса пластичности и конструктивного типа (см. 7.3). При проектировании в соответствии с концепциями b) или c) должны быть выполнены требования, приведенные в 7.2 – 7.12.

(5)Р В концепции c) не предполагается получение преимуществ от применения сталежелезобетонных конструкций в диссипативных зонах; применение концепции c) должно сопровождаться строгим соблюдением мер, предотвращающих вовлечение бетона в работу диссипативных зон. В концепции c) сталежелезобетонные конструкции проектируются при несейсмических нагрузках в соответствии с EN 1994-1-1:2004, а при сейсмических – в соответствии с Разделом 6. Мероприятия по предотвращению вовлечения бетона в работу диссипативных зон приведены в 7.7.5.

(6)Р Правила проектирования диссипативных сталежелезобетонных конструкций (концепция b)), направлены на развитие надежных локальных пластических механизмов (диссипативных зон) в конструкции и надежного общего пластического механизма, диссипирующего как можно больше энергии при расчетном сейсмическом воздействии. Правила, обеспечивающие достижение указанной цели при проектировании каждого конструктивного элемента или каждого типа конструкций, рассматриваемых в этом Разделе, приведены в 7.5 – 7.11 со ссылками на так называемые специальные критерии. Эти критерии направлены на формирование общего механизма поведения, для которого могут быть приведены расчетные положения.

(7)Р Сооружения, проектируемые в соответствии с концепцией b), должны относиться к конструктивным классам пластичности DCM или DCH. Эти классы соответствуют повышенной способности сооружений к диссипации энергии через пластические механизмы. Сооружения, относящиеся к указанным классам пластичности

должны отвечать специальным требованиям, относящимся к одному или более следующих аспектов: к классу стальных профилей и к способности соединений к повороту.

### **7.1.3 Проверки безопасности**

- (1)Р Применяются 5.2.4(1)Р и 6.1.3(1)Р и Примечания к ним.
- (2) Применяется 5.2.4(2).
- (3) Применяется 5.2.4(3).
- (4) В проверках предельной несущей способности конструктивных стальных элементов применяется 6.2(3) и его Примечания.

## **7.2 Материалы**

### **7.2.1 Бетон**

- (1) В диссипативных зонах, предписанный класс бетона не должен быть ниже, чем C20/25. Если класс бетона выше, чем C40/50, то проектирование выходит за пределы требований EN 1998-1.

### **7.2.2 Арматурная сталь**

(1)Р Для класса пластичности DCM арматурная сталь, учитываемая в пластическом сопротивлении диссипативных зон, должна быть класса В или С, в соответствии с EN 1992-1-1:2004, Таблица С.1. Для класса пластичности DCH арматурная сталь, учитываемая в пластическом сопротивлении диссипативных зон, должна быть класса С соответственно по той же Таблице.

(2)Р Сталь класса В или С (EN 1992-1-1:2004, Таблица С.1) должна применяться в наиболее напряженных зонах недиссипативных конструкций. Это требование относится как к стержням арматуры, так и к сварным сеткам.

(3)Р В зонах с высокими напряжениями в качестве арматурной стали должен применяться только стержневой прокат периодического профиля; исключение составляют закрытые хомуты или шпильки.

(4) Сварные сетки, не соответствующие требованиям пластичности (1)Р этого подраздела, не должны применяться в диссипативных зонах. В случае применения таких сеток, в дополнение к ним следует устанавливать дублирующие пластически деформируемые сетки, возможности которых, в части восприятия пластических деформаций должны учитываться при определении несущей способности конструкции.

### **7.2.3 Конструкционная сталь**

- (1)Р Требования, указаны в 6.2.

## **7.3 Конструктивные типы и коэффициенты поведения**

### **7.3.1 Конструктивные типы**

(1)Р Сталежелезобетонные сооружения, в зависимости от поведения их первичных конструктивных систем, сопротивляющихся сейсмическим воздействиям, должны быть отнесены к одному из следующих конструктивных типов.

а) Сталежелезобетонные моментные рамные каркасы, к которым относятся те же требования и ограничения как в 6.3.1(1)а, но в которых балки и колонны могут быть либо стальными либо сталежелезобетонными (см. Рисунок 6.1);

б) Сталежелезобетонные каркасы с концентрическими связями, к которым относятся те же требования и ограничения как в 6.3.1(1)б и Рисунках 6.2 и 6.3. Колонны и балки могут быть стальными или сталежелезобетонными. Связи должны быть стальными;

с) Сталежелезобетонные каркасы с эксцентрическими связями, к которым относятся те же требования и ограничения как в 6.3.1(1)с) и Рисунке 6.4. Элементы, которые не содержат антисейсмические звенья, могут быть как стальными, так и сталежелезобетонными. Антисейсмические звенья, кроме бетонных перекрытий, должны быть стальными. Диссипация энергии должна осуществляться только посредством пластических деформаций при изгибе или сдвиге в этих звеньях;

д) Сооружения типа перевернутого маятника, к которым относятся те же требования и ограничения, как и в 6.3.1(1)д) (см. Рисунок 6.5);

е) Сталежелезобетонные конструктивные системы, которые ведут себя по существу, как армированные бетонные стены. Такие сталежелезобетонные системы могут принадлежать к одному из нижеследующих типов:

– Тип 1 соответствует стальному или сталежелезобетонному каркасу, работающему совместно с панелями бетонных заполнений, связанных со стальной конструкцией (см. Рисунок 7.1 а);

– Тип 2 представляет собой армированную бетонную стену, в которой обетонированные стальные профили связаны с бетонной конструкцией и применяются в качестве вертикального краевого армирования стены (см. Рисунок 7.1б);

– Тип 3 представляет собой две или более железобетонные или сталежелезобетонные стены, объединенные стальными или сталежелезобетонными связующими балками (см. Рисунок 7.2);

ф) Сталежелезобетонные стены-диафрагмы с листовой сталью, состоящие из вертикального стального листа на всю высоту здания, имеющие железобетонную оболочку с одной или с обеих сторон листа и стальные или сталежелезобетонные периферийные элементы.

(2) Во всех типах сталежелезобетонных конструктивных систем диссипация энергии имеет место в вертикальных стальных профилях и в вертикальном армировании стен. В сталежелезобетонных конструктивных системах типа 3 диссипация энергии может также иметь место в связующих балках.

(3) Если в сталежелезобетонных конструктивных системах элементы стен не соединены со стальной конструкцией, то для проектирования применяются Разделы 5 и 6.

### 7.3.2 Коэффициенты поведения

(1) Коэффициент поведения  $q$ , представленный в 3.2.2.5, учитывает способность сооружения к диссипации энергии. Для регулярных конструктивных систем, коэффициент



поведения  $q$ , при условии, что выполняются правила в 7.5 – 7.11, должен быть принят с верхними пределами для референтных значений, приведенных в Таблице 6.2 и в Таблице 7.2.

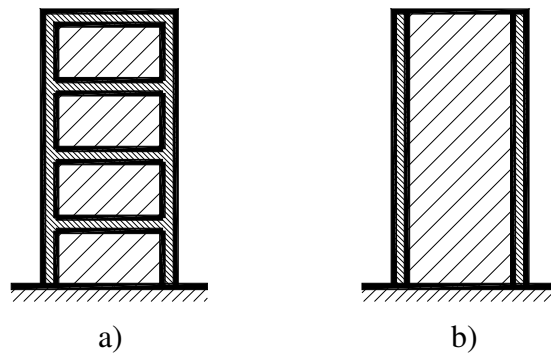


Рисунок 7.1 – Сталежелезобетонные конструктивные системы.

Сталежелезобетонные стены:

- а) Тип 1 – стальной или сталежелезобетонный рамный каркас, со связанным с ним заполнением из бетонных панелей;
- б) Тип 2 – сталежелезобетонные стены, усиленные связанными с ними обетонированными вертикальными стальными профилями.

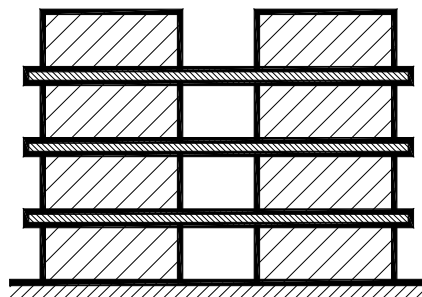


Рисунок 7.2 – Сталежелезобетонные конструктивные системы. Тип 3 – сталежелезобетонные или бетонные стены, объединенные стальными или сталежелезобетонными связующими балками.

Таблица 7.2 – Верхние пределы референтных значений коэффициентов поведения для систем, регулярных по высоте

Конструктивные типы	Класс пластичности	
	ДСМ (средний)	ДСН (высокий)
а), б), с) и d)	См. Таблицу 6.2	
е) Сталежелезобетонные конструктивные системы Сталежелезобетонные стены (Тип 1 и Тип 2)	$3\alpha_u / \alpha_l$	$4\alpha_u / \alpha_l$
Сталежелезобетонные или бетонные стены, связанные стальными или сталежелезобетонными балками (Тип 3)	$3\alpha_u / \alpha_l$	$4,5\alpha_u / \alpha_l$

f) Стены-диафрагмы, комбинируемые с листовой сталью	$3\alpha_u/\alpha_l$	$4\alpha_u/\alpha_l$
---	----------------------	----------------------

(2) Если здание является нерегулярным по высоте (см. 4.2.3.3), то значения  $q$ , перечисленные в Таблице 6.2 и Таблице 7.2, должны быть уменьшены на 20 % (см. 4.2.3.1(7) и Таблицу 4.1).

(3) Для зданий регулярных в плане, если расчеты для оценки  $\alpha_u/\alpha_l$  (см. 6.3.2(3)) не выполняются, по умолчанию могут применяться приближенные значения коэффициента  $\alpha_u/\alpha_l$ , представленные на Рисунках 6.1 – 6.8. Для сталежелезобетонных конструктивных систем значение по умолчанию может быть принято, например, как  $\alpha_u/\alpha_l = 1,1$ . Для стен-диафрагм, комбинируемых с листовой сталью значение  $\alpha_u/\alpha_l$  по умолчанию может быть принято 1,2.

(4) Для зданий, которые не являются регулярными в плане (см. 4.2.3.2), приближенное значение  $\alpha_u/\alpha_l$ , если расчеты для его оценки не выполняются, может быть принято как среднее из (а) 1,0 и (б) значений, указанных в (3) настоящего подраздела.

(5) Значения  $\alpha_u/\alpha_l$ , превышающие приведенные в (3) и (4) настоящего подраздела, допускается применять при условии, что они подтверждаются расчетом соотношения  $\alpha_u/\alpha_l$  на основе общего простого нелинейного статического расчета.

(6) Максимальное значение  $\alpha_u/\alpha_l$ , которое может быть применено в проектировании, является равным 1,6, даже если расчет, упомянутый в (5) настоящего подраздела, указывает на потенциально большие значения.

## 7.4 Расчёт конструкций

### 7.4.1 Область применения

(1) При расчете сооружения на сейсмические воздействия методом поперечной силы и методом модального анализа спектра реакций применяются нижеследующие правила.

### 7.4.2 Жесткости поперечных сечений

(1) Жесткости сталежелезобетонных поперечных сечений, в которых бетон находится в сжатом состоянии, должны быть вычислены с применением модульного коэффициента  $n$ :

$$n = E_a / E_{cm} = 7. \quad (7.1)$$

(2) Для сталежелезобетонных балок с плитой в сжатом состоянии, момент инерции (второй момент площади) поперечного сечения, обозначаемый как  $I_1$ , должен быть рассчитан с учетом эффективной ширины плиты, определенной в 7.6.3.

(3) Жесткости сталежелезобетонных поперечных сечений, в которых бетон находится в растянутом состоянии, должны быть вычислены в предположении, что бетон имеет трещины, и что только стальные части поперечного сечения являются активными.

(4) Для сталежелезобетонных балок с плитой, находящейся в растянутом состоянии, момент инерции поперечного сечения, обозначаемый как  $I_2$ , должен быть рассчитан с учетом эффективной ширины плиты, определенной в 7.6.3.

(5) Сооружение должно быть рассчитано с учётом наличия сжатого бетона в некоторых зонах и растянутого бетона в других зонах; распределение зон для разных типов конструкций приведено в 7.7 – 7.11.

## **7.5 Критерии проектирования и правила конструирования диссипативных конструкций, общие для всех конструктивных типов**

### **7.5.1 Общие сведения**

(1) Критерии проектирования, приведенные в 7.5.2, должны применяться к частям сооружений, проектируемым в соответствии с концепцией диссипативного поведения конструкций.

(2) Критерии проектирования, приведенные в 7.5.2, считаются удовлетворенными, если строго соблюдаются правила, приведенные в 7.5.3 и 7.5.4, а также 7.6 – 7.11.

### **7.5.2 Критерии проектирования для диссипативных конструкций**

(1)Р Конструкции с диссипативными зонами должны проектироваться так, чтобы пластические деформации или локальная потеря устойчивости при изгибе или другие явления, вызванные гистерезисным поведением в этих зонах, не оказывали влияние на общую стабильность сооружения.

ПРИМЕЧАНИЕ Коэффициенты  $q$ , приведенные в Таблице 7.2, как предполагается, соответствуют этому требованию (см. 2.2.2(2)).

(2)Р Диссипативные зоны должны обладать достаточной пластичностью и сопротивляемостью. Сопротивляемость следует определять для концепции с) в соответствии с EN 1993 и Разделом 6 (см. 7.1.2), а для концепции b) в соответствии с EN 1994-1-1:2004 и Разделом 7 (см. 7.1.2). Пластичность обеспечивается соблюдением правил конструирования.

(3) Диссипативные зоны могут располагаться в элементах конструктивной системы или в соединениях между ними.

(4)Р Если диссипативные зоны расположены в элементах конструктивной системы, то недиссипативные части и соединения диссипативных частей с остальным сооружением должны иметь достаточный резерв прочности, позволяющий циклическим пластическим деформациям развиваться в диссипативных зонах.

(5)Р Когда диссипативные зоны расположены в соединениях, соединяемые элементы должны иметь достаточный резерв прочности, позволяющий циклическим пластическим деформациям развиваться в соединениях.

### **7.5.3 Пластическое сопротивление диссипативных зон**

(1)Р Два показателя сопротивления диссипативных зон пластическим деформациям используются при расчете сталежелезобетонных сооружений: нижняя граница пластического сопротивления (индекс:  $pl,Rd$ ) и верхняя граница пластического сопротивления (индекс:  $U,Rd$ ).

(2)Р Нижняя граница пластического сопротивления диссипативных зон учитывается в проектной проверке, относящейся к поперечным сечениям диссипативных элементов,

например,  $M_{Ed} < M_{pl,Rd}$ . Нижняя граница пластического сопротивления диссипативных зон рассчитывается с учетом бетонного компонента поперечного сечения, а также только тех стальных компонентов поперечного сечения, которые классифицируются как пластичные.

(3)Р Верхняя граница пластического сопротивления диссипативных зон используется в расчете элементов смежных с диссипативной зоной: например, при проверке предельной несущей способности по 4.4.2.3(4), расчетные значения моментов сопротивления балок являются верхней границей пластического сопротивления,  $M_{U,Rd,b}$ , в то время как такие же характеристики в колоннах являются нижними границами сопротивлений,  $M_{pl,Rd,c}$ .

(4)Р Верхняя граница пластического сопротивления вычисляется с учетом бетонного компонента поперечного сечения и всех стальных компонентов, представленных в поперечном сечении, в том числе и тех, которые не классифицируются как пластичные.

(5)Р Эффекты воздействий, которые непосредственно связаны с сопротивлением диссипативных зон, должны определяться на основе верхней границы сопротивления диссипативных сталежелезобетонных поперечных сечений; например, расчетная поперечная сила на конце диссипативной сталежелезобетонной балки следует определять на основе верхней границы пластического момента сталежелезобетонного поперечного сечения.

#### 7.5.4 Правила конструирования для сталежелезобетонных соединений в диссипативных зонах

(1)Р Проектные решения должны ограничить локализацию пластичных деформаций и высоких остаточных напряжений, а также предотвращать влияние дефектов изготовления.

(2)Р Целостность бетона при сжатии должна сохраняться во время сейсмического события и пластическая деформация должна ограничиваться работой поперечного сечения стального профиля.

(3) Пластическая деформация стержневой арматуры в плите должна быть допущена только в том случае, если балки рассчитаны в соответствии с 7.6.2(8).

(4) Для расчета сварных швов и болтов применяется 6.5.

(5) Локальный расчет стержневой арматуры, необходимой в бетоне соединений, должен быть обоснован моделями, которые удовлетворяют условию равновесия (например, Приложение С для плит).

(6) Применяются 6.5.5(6), 6.5.5(7) и Примечание 1 к 6.5.5.

(7) В полностью обетонированных обрамленных стенках панелей в соединениях балка/колонна, сопротивление зоны панели может быть рассчитано как сумма вкладов бетона и стальной панели, работающей на сдвиг, если удовлетворяются все нижеследующие условия:

а) соотношением сторон  $h_b/h_c$  зоны панели является:

$$0,6 < h_b/h_c < 1,4; \quad (7.2)$$

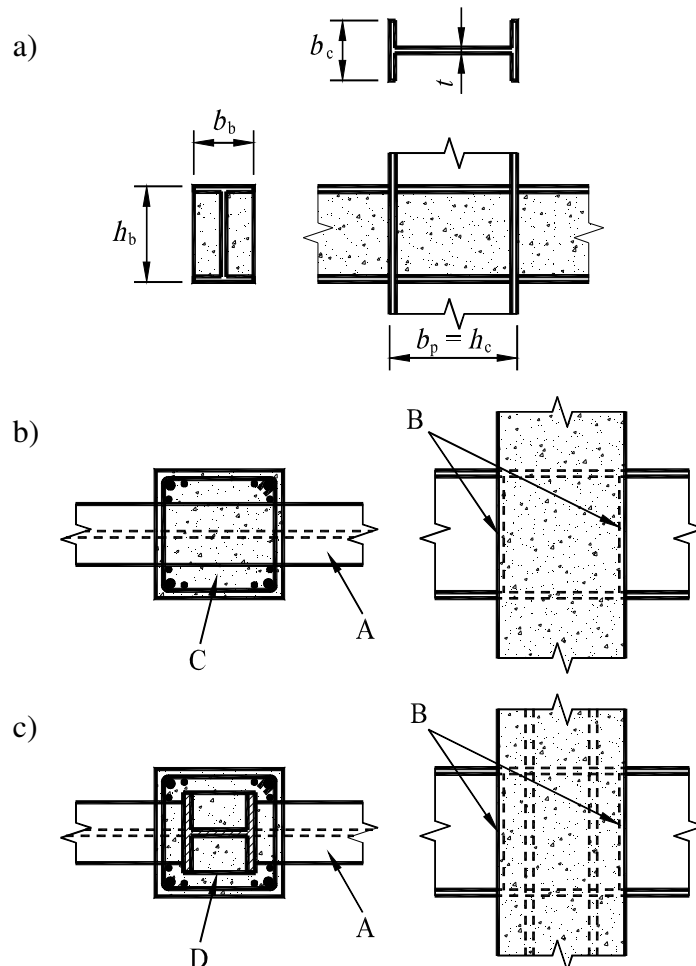
$$b) V_{wp,Ed} < 0,8 V_{wp,Rd}, \quad (7.3)$$

где

$V_{wp,Ed}$  – это расчетная поперечная сила в стенке панели, обусловленная эффектами воздействий, с учетом пластического сопротивления смежных сталежелезобетонных диссипативных зон в балках или соединениях;

$V_{wp,Rd}$  – это сопротивление сдвигу сталежелезобетонной стенки панели в соответствии с EN 1994-1-1:2004;

$h_b/h_c$  – это как определено на Рисунке 7.3а).



#### Обозначения:

A – стальная балка;

B – внешняя опорная пластина;

C – армированная бетонная колонна;

D – сталежелезобетонная обетонированная колонна.

**Рисунок 7.3 – Соединения балок с колонной**

(8) В частично обетонированных стенках панелей, подкрепленных ребрами жесткости, допускаются те же оценки, что и в (7) настоящего подраздела, если в дополнение к требованиям (9) выполняется одно из нижеследующих условий:

а) прямые антисейсмические звенья, тип которых определен в 7.6.5(4) и удовлетворяющие правилам 7.6.5(5) и (6), предусматриваются в частично обетонированных стенках панелей, подкрепленных ребрами жесткости, на максимальном промежутке  $s_1 = c$ ; эти антисейсмические звенья ориентированы перпендикулярно

длинной стороне стенки панели колонны и, при этом, не требуется никакого другого усиления стенки панели; или

b) усиление отсутствует, при условии, что  $h_b/b_b < 1,2$  и  $h_c/b_c < 1,2$ ,

где

$h_b$ ,  $b_b$ ,  $b_c$  и  $h_c$  – определены на Рисунке 7.3а).

(9) Если диссипативная стальная или сталежелезобетонная балка является элементом рамы и рамно закреплена к армированной бетонной колонне, как показано на Рисунке 7.3б), то колонна должна иметь вертикальное армирование, обеспечивающее расчетную осевую прочность, по крайней мере, равную прочности на сдвиг закрепляемой балки.

Армирование должно располагаться близко к ребру жесткости или внешней опорной плите, прилегающей к диссипативной зоне. Вертикальное армирование, размещенное для других целей, допускается использовать как часть необходимого вертикального армирования. Наличие внешних опорных пластин обязательно; эти пластины должны представлять собой ребра жесткости на всю высоту сечения и иметь ширину не менее  $(b_b - 2t)$ ; их толщина должна быть не менее  $0,75t$  или 8 мм;  $b_b$  и  $t$  являются, соответственно, шириной полки балки и толщиной стенки панели (см. Рисунок 7.3).

(10) Когда диссипативная стальная или сталежелезобетонная балка рамно закреплена к полностью обетонированной сталежелезобетонной колонне, как показано на Рисунке 7.3с), соединение балка-колонна может конструироваться либо как соединение балка-стальная колонна или как соединение балка-сталежелезобетонная колонна. В последнем случае, вертикальное армирование колонны может быть рассчитано или в соответствии с (9) настоящего подраздела, или путем распределения прочности на сдвиг балки между стальным профилем колонны и армированием колонны. В обоих случаях требуется наличие внешних опорных пластин, как описано в (9).

(11) Вертикальное армирование колонны, указанное в (9) и (10) настоящего подраздела, должно охватываться (удерживаться) поперечным армированием, которое соответствует требованиям для элементов, указанным в 7.6.

## **7.6 Правила для элементов**

### **7.6.1 Общие сведения**

(1)Р Сталежелезобетонные элементы, являющиеся первичными элементами, должны соответствовать требованиям EN 1994-1-1:2004 и дополнительным правилам, определенным в настоящем разделе.

(2)Р Сейсмостойкое сооружение должно проектироваться с учетом общего пластического механизма и участия в нем локальных диссипативных зон; этот общий механизм определяет элементы, в которых расположены диссипативные зоны и косвенно элементы без диссипативных зон.

(3) Для растянутых элементов или частей элементов, находящихся в растянутом состоянии, должны быть удовлетворены требования пластичности в EN 1993-1-1:2005, 6.2.3(3).

(4) Достаточная локальная пластичность элементов, в которых возможна диссипация энергии при сжатии и/или изгибе, должна быть обеспечена за счет ограничения соотношения ширины к толщине их стенок.

Стальные диссипативные зоны и необетонированные стальные части сталежелезобетонных элементов должны отвечать требованиям 6.5.3(1) и Таблицы 6.3.

Диссипативные зоны обетонированных сталежелезобетонных элементов должны отвечать требованиям Таблицы 7.3.

Ограничения, устанавливаемые для полки, выступающей из частично или полностью обетонированных элементов, могут быть менее строгими, если применяются специальные элементы, описанные в 7.6.4(9) и 7.6.5(4) – (6).

**Таблица 7.3 – Зависимость между коэффициентом поведения и предельными гибкостями поперечных сечений стен в диссипативных зонах обетонированных сталежелезобетонных конструкций**

Класс конструктивной пластичности	DCM		DCH
Референтное значение коэффициента поведения ( $q$ )	$Q \leq 1,5 - 2$	$1,5 - 2 < q < 4$	$q < 4$
Частично обетонированные Н- или I-образное (двутавровое) сечение и полностью обетонированные Н- или I-образное (двутавровое) сечение: ограничения на выступы полок $c/t_f$ :	$20\varepsilon$	$14\varepsilon$	$9\varepsilon$
Заполненное (монолитным бетоном) прямоугольное сечение: ограничения $h/t$ :	$52\varepsilon$	$38\varepsilon$	$24\varepsilon$
Заполненное (монолитным бетоном) круглое сечение: ограничения $d/t$ :	$90\varepsilon^2$	$85\varepsilon^2$	$80\varepsilon^2$

где

$$\varepsilon = (f_y / 235)^{0,5};$$

$c/t_f$  – это соотношение, как показано на Рисунке 7.8;

$d/t$  и  $h/t$  – являются соотношениями между максимальными внешними (наружными) размерами и толщиной стенки стального профиля.

(5) Более специфичные правила конструирования для диссипативных сталежелезобетонных элементов определены в 7.6.2, 7.6.4, 7.6.5 и 7.6.6.

(6) При расчете всех типов сталежелезобетонных колонн могут быть приняты во внимание сопротивление только (одиночного) стального профиля, или комбинированное сопротивление стального профиля и бетонной оболочки или заполнения.

(7) Расчет колонн, в которых сопротивление элемента обеспечивается только стальным профилем, может выполняться в соответствии с положениями Раздела 6. В случае с диссипативными колоннами, правила проектирования по предельной несущей способности должны удовлетворяться в соответствии с требованиями в 7.5.2(4) и (5) и 7.5.3(3).

(8) Для полностью обетонированных колонн с композитным поведением, минимальные размеры поперечного сечения  $b$ ,  $h$  или  $d$  должны быть не менее 250 мм.

(9) Сопротивления, включая сопротивление сдвигу недиссипативных сталежелезобетонных колонн, следует определять в соответствии с правилами EN 1994-1-1:2004.

(10) В колоннах, если бетонная оболочка или заполнение предположительно вносят свой вклад в осевое сопротивление и/или сопротивление изгибу элемента, применяются правила проектирования в 7.6.4 – 7.6.6. Эти правила обеспечивают полную передачу сдвига между бетонной и стальной частями в поперечном сечении и предохраняют диссипативные зоны от преждевременного неупругого отказа.

(11) При расчете на сейсмические воздействия, расчетную прочность на сдвиг, определенную в EN 1994-1-1:2004 (Таблица 6.6), следует умножить на понижающий коэффициент 0,5.

(12) Когда, с целью оценки предельной несущей способности, используется полное комбинированное сопротивление колонны, то должна быть обеспечена полная передача сдвига между стальными и железобетонными частями конструкции. Если передача сдвига, достигаемая через сцепление и трение, недостаточна, то должны быть предусмотрены соединительные элементы, работающие на сдвиг и обеспечивающие полный комбинированный характер работы конструкции.

(13) Везде, где сталежелезобетонная колонна подвергается преимущественно осевым силам, должна обеспечиваться достаточная передача сдвига, чтобы гарантировать восприятие стальной и бетонной частями соответствующей доли нагрузок, приложенных к колонне в соединениях с балками и элементами связей.

(14) Колонны, как правило, не проектируются как диссипативные, за исключением оснований колонн в некоторых конструктивных типах. Однако, из-за неопределённостей в поведении колонн, требуется предусматривать, как это указано в 7.6.4, ограничивающее армирование зон, называемых «критическими зонами».

(15) Подразделы 5.6.2.1 и 5.6.3, касающиеся анкеровки и стыкования при проектировании армированных бетонных колонн, также применяются при армировании сталежелезобетонных колонн.

## **7.6.2 Стальные балки, комбинируемые с плитой перекрытия**

(1)Р Цель данного подраздела – обеспечить целостности бетонной плиты во время сейсмического события, при пластических деформациях в нижней части стального профиля и/или в арматурных стержнях плиты.

(2)Р Если не преследуется цель получения преимущества комбинированного характера поперечного сечения балки для диссипации энергии, то следует применять 7.7.5.

(3) Балки, работающие как сталежелезобетонные элементы в диссипативных зонах сейсмостойкого сооружения, могут быть рассчитаны на полный или частичный сдвиг соединения в соответствии с EN 1994-1-1:2004. Минимальная степень использования соединения  $\eta$ , определяемая по подразделу 6.6.1.2 в EN 1994-1-1:2004, должна быть не менее 0,8, а общее сопротивление соединительных элементов, работающих на сдвиг, в

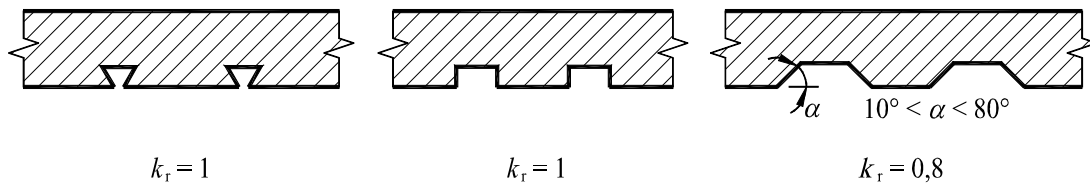


области действия любого изгибающего момента, должно быть не меньше, чем пластическое сопротивление армирования.

(4) Расчетное сопротивление соединительных элементов в диссипативных зонах определяют исходя из расчетного сопротивления, принятого в соответствии с EN 1994-1-1:2004 и умноженного на понижающий коэффициент 0,75.

(5) При применении непластичных соединительных элементов необходимо соединение, работающее на полный сдвиг.

(6) При применении профилированных стальных листов с ребрами поперек опорных балок, понижающий коэффициент  $k_t$  к расчетному сопротивлению сдвигу соединительными элементами, приведенный в EN 1994-1-1, следует уменьшить путем умножения на коэффициент эффективности формы ребра  $k_r$ , приведенного на Рисунке 7.4.



**Рисунок 7.4 – Значения коэффициента эффективности формы ребра**

(7) Чтобы достичь пластических деформаций в пластических шарнирах, соотношение  $x/d$ , расстояния  $x$  между верхним сжатым волокном бетона и пластической нейтральной осью к высоте  $d$  сталежелезобетонного сечения, должно соответствовать нижеследующему Выражению:

$$x/d \leq \varepsilon_{cu2} / (\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_a), \quad (7.4)$$

где

$\varepsilon_{cu2}$  – это предельные деформации бетона при сжатии (см. EN 1994-1-1:2004);

$\varepsilon_a$  – это общие деформации в стали (арматуре) в Критическом Предельном Состоянии.

(8) Правила в (7) данного подраздела считаются удовлетворенными, если  $x/d$  поперечного сечения меньше, чем установленные пределы в Таблице 7.4.

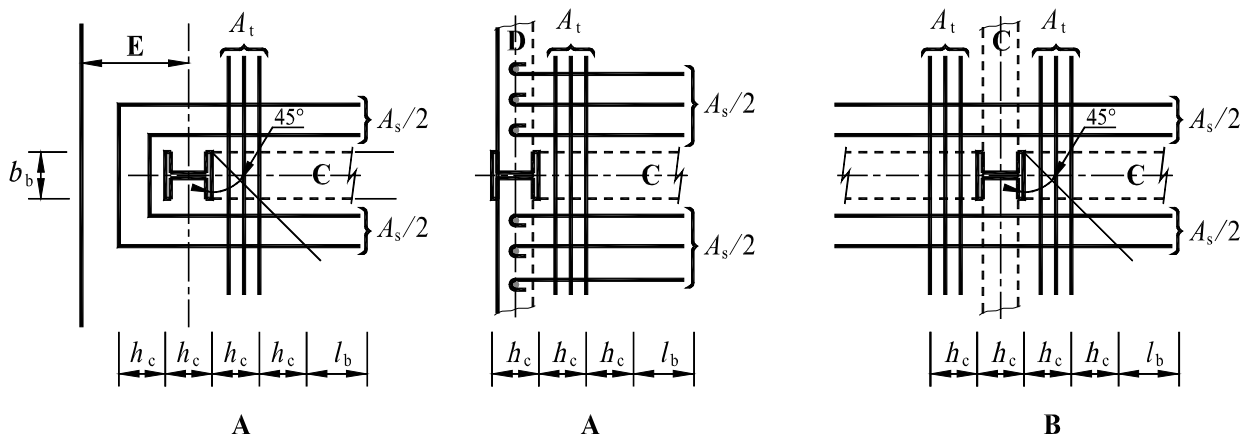
**Таблица 7.4 – Предельные значения  $x/d$  для пластичных балок с плитой**

Класс пластичности	$q$	$f_y$ , Н/мм <sup>2</sup>	Верхний предел $x/d$
DCM	$1,5 < q \leq 4$	355	0,27
	$1,5 < q \leq 4$	235	0,36
DCH	$q > 4$	355	0,20
	$q > 4$	235	0,27

(9) В диссипативных зонах балок, а также в зонах соединения балок с колоннами в плите должна присутствовать арматура особой пластичности, называемая «сейсмическим стержневым армированием» (см. Рисунок 7.5). Ее расчет и обозначение, используемое на Рисунке 7.5, определено в Приложении С.

### 7.6.3 Эффективная ширина плиты

(1) Общая эффективная ширина  $b_{eff}$  бетонной полки, объединенной с каждой стальной стенкой, должна приниматься как сумма частичной эффективной ширины  $b_{e1}$  и  $b_{e2}$  участка полки с каждой стороны осевой линии стальной стенки (Рисунок 7.6). Частичная эффективная ширина с каждой стороны должна приниматься как  $b_e$ , приведенная в Таблице 7.5, но не больше, чем действительная ширина  $b_1$  и  $b_2$ , определенная в (2) данного подраздела.



#### Обозначения:

- A – Внешний узел;
- B – Внутренний узел;
- C – Стальная балка;
- D – Фасадная стальная балка;
- E – Армированная бетонная консольная крайевая полоса.

Рисунок 7.5 – Схема расположения «сейсмического стержневого армирования»

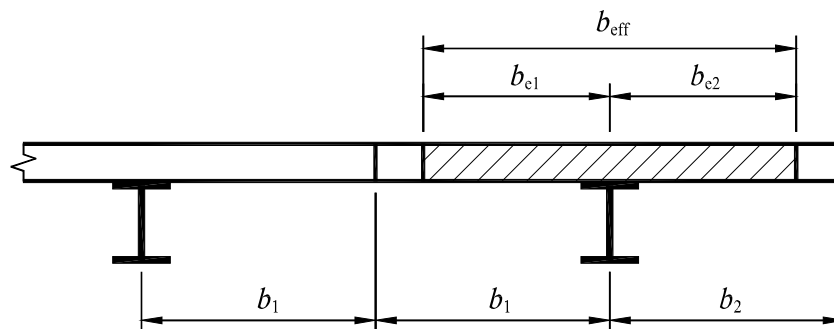
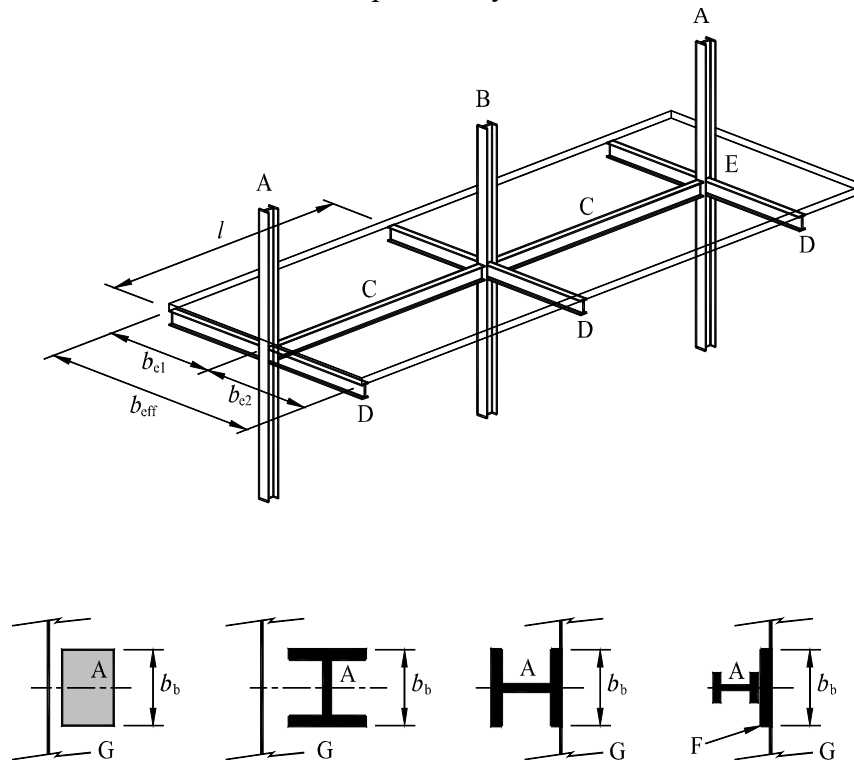


Рисунок 7.6 – Определение эффективной ширины  $b_e$  и  $b_{eff}$

(2) Фактическая ширина  $b$  каждого участка, должна приниматься как половина расстояния между балками от стенки до соседней стенки, за исключением того, что на свободном краю действительная ширина является расстоянием от стенки балки до свободного края.

(3) Эффективная ширина  $b_e$  плиты, которая должна использоваться в определении упругих и пластических свойств комбинированных Т-образных сечений, изготовленных

из стального профиля, присоединенных к плите, определены в Таблице 7.5 и на Рисунке 7.7. Данные значения действительны для балок расположенных, как балки С на Рисунке 7.5, а также, если расчет армирования плиты и соединений плиты со стальными балками и колоннами соответствуют Приложению С. В Таблице 7.5 такие моменты, которые вызывают сжатие в плите, считаются положительными, а те, которые вызывают растяжения в плите, рассматриваются как отрицательные. Обозначения  $b_b$ ,  $h_c$ ,  $b_e$ ,  $b_{eff}$  и  $l$ , приведенные в Таблицах 7.5 I и 7.5 II, определены на Рисунках 7.5, 7.6 и 7.7. Где  $b_b$  является опорной шириной бетонной плиты на колонне в горизонтальном направлении перпендикулярно балке, для которой вычисляется эффективная ширина; данная опорная ширина, может включать в себя дополнительные пластины или устройства, предназначенные для повышения их опорной несущей способности.



**Обозначения:**

- A – Внешняя колонна;
- B – Внутренняя колонна;
- C – Продольная балка;
- D – Поперечная балка или фасадная стальная балка;
- E – Консольная бетонная краевая полоса;
- F – Расширенная опора;
- G – Бетонная плита.

**Рисунок 7.7 – Определения элементов в моментных рамных каркасах сооружений**

**Таблица 7.5 I – Частичная эффективная ширина  $b_e$  плиты для упругого расчета сооружения**

$b_e$	Поперечный элемент	$b_e$ для I (упругий)
-------	--------------------	-----------------------

на внутренней колонне	Присутствует или не присутствует	Для отрицательного М: $b_e = 0,05l$
на наружной колонне	Присутствует	Для положительного М: $b_e = 0,0375l$
на наружной колонне	Не присутствует, или стержневое армирование не закреплено (не заанкерено)	Для отрицательного М: $b_e = 0$ Для положительного М: $b_e = 0,025l$

**Таблица 7.5 II – Частичная эффективная ширина  $b_e$  плиты для оценки пластического момента сопротивления**

Знак изгибающего момента, М	Расположение	Поперечный элемент	$b_e$ для $M_{Rd}$ (пластичный)
Отрицательный М	Внутренняя колонна	Сейсмическое стержневое армирование	0,1l
Отрицательный М	Внешняя колонна	Все схемы со стержневым армированием, закрепленным к фасадной балке или в бетонной консольной краевой полосе	0,1l
Отрицательный М	Внешняя колонна	Все схемы со стержневым армированием, не закрепленным к фасадной балке или в бетонной консольной краевой полосе	0,0
Положительный М	Внутренняя колонна	Сейсмическое стержневое армирование	0,075l
Положительный М	Внешняя колонна	Поперечная стальная балка с соединительными элементами (коннекторами). Бетонная плита вплоть до внешней поверхности колонны Н-образного поперечного сечения со строгими осями ориентации как в Рисунке 7.5 или за пределами (бетонной краевой полосы). Сейсмическое стержневое армирование	0,075l
Положительный М	Внешняя колонна	Нет поперечной стальной балки или поперечная стальная балка без соединительных элементов (коннекторов). Бетонная плита вплоть до внешней поверхности колонны Н-образного поперечного сечения со строгими осями ориентации как в Рисунке 7.5 или за пределами (краевой полосы). Сейсмическое стержневое армирование	$b_b/2 + 0,7 h_c/2$

Положительный М	Внешняя колонна	Все другие (иные) схемы. Сейсмическое армирование	$b_b/2 \leq b_{e,max}$ $b_{e,max} = 0,05l$
-----------------	-----------------	---	---

#### 7.6.4 Сталежелезобетонные колонны полностью обетонированные

(1) В диссипативных конструкциях критические зоны присутствуют как на концах свободных длин колонн моментных рамных каркасов, так и на участках колонн, смежных к антисейсмическим звеньям эксцентричных связей каркасов. Длина  $l_{cr}$  этих критических зон (в метрах) определяется Выражением (5.14) для класса пластичности М, или Выражением (5.30) для класса пластичности Н, где  $h_c$  в этих Выражениях, обозначает высоту сталежелезобетонного поперечного сечения (в метрах).

(2) Чтобы удовлетворить потребностям к пластическому повороту и компенсировать потери сопротивления из-за растрескивания бетонного защитного слоя, в пределах критических зон определенных выше, должно быть удовлетворено следующее Выражение:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035, \quad (7.5)$$

в котором, переменные величины определены в 5.4.3.2.2(8), а нормализованная расчетная осевая сила  $\nu_d$  определяется как:

$$\nu_d = N_{Ed}/N_{pl,Rd} = N_{Ed}/(A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd}), \quad (7.6)$$

где

$A_a$  – это площадь стального профиля;

$A_c$  – это площадь бетона;

$A_s$  – это площадь стержней арматуры;

$f_{yd}$  – это расчетное значение предела текучести стали;

$f_{cd}$  – это расчетное значение прочности бетона на сжатие;

$f_{sd}$  – это расчетное значение предела текучести стальной стержневой арматуры.

(3) Шаг,  $s$ , (в миллиметрах) ограничивающих хомутов в критических зонах не должен превышать

$$s = \min(b_o/2, 260, 9 d_{bL}) \text{ при классе пластичности DCM}; \quad (7.7)$$

$$s = \min(b_o/2, 175, 8 d_{bL}) \text{ при классе пластичности DCH}; \quad (7.8)$$

или в нижней части нижнего этажа при классе пластичности DCH

$$s = \min(b_o/2, 150, 6 d_{bL}), \quad (7.9)$$

где

$b_o$  – это минимальный размер бетонного ядра (до осевой линии хомутов, в миллиметрах);

$d_{bL}$  – это минимальный диаметр продольных арматурных стержней (в миллиметрах).

(4) Диаметр хомутов,  $d_{bw}$ , (в миллиметрах) по меньшей мере, должен быть:

$$d_{bw} = 6 \text{ при классе пластичности DCM}, \quad (7.10)$$

$$d_{bw} = \max ( 0,35 d_{bL,max} [f_{ydl} / f_{ydw}]^{0,5}, 6) \text{ при классе пластичности DCH}, \quad (7.11)$$

где

$d_{bL, max}$  – это максимальный диаметр продольных арматурных стержней (в миллиметрах).

(5) В критических зонах, расстояние между последовательными продольными стержнями арматуры, охваченными перегибами хомутов или шпильками, не должно превышать 250 мм при классе пластичности DCM или 200 мм при классе пластичности DCH.

(6) В нижних двух этажах здания, хомуты, в соответствии с (3), (4) и (5), должны устраиваться за пределами критических зон на дополнительную длину равную половине длины критических зон.

(7) В диссипативных сталежелезобетонных колоннах сопротивление сдвигу должно быть определено на основе только конструкционного стального профиля.

(8) Зависимость между классом пластичности сооружения и допустимыми гибкостями ( $c/t_f$ ) выступающей полки в диссипативных зонах, приведено в Таблице 7.3.

(9) Ограничивающие (удерживающие) хомуты могут препятствовать локальной потере устойчивости при продольном изгибе в диссипативных зонах. Ограничения, данные в Таблице 7.3 для гибкостей полок, могут быть увеличены, если хомуты устраиваются с продольным шагом,  $s$ , который меньше, чем выступ полки:  $s/c < 1,0$ . Для  $s/c < 0,5$  пределы, приведенные в Таблице 7.3, могут быть увеличены на 50 %. Для значений  $0,5 < s/c < 1$ , можно применять линейную интерполяцию.

(10) Диаметр  $d_{bw}$  ограничивающих хомутов, применяемых для предотвращения потери устойчивости полки, должен быть не меньше, чем

$$d_{bw} = [(b \cdot t_f / 8)(f_{ydf} / f_{ydw})]^{0,5}, \quad (7.12)$$

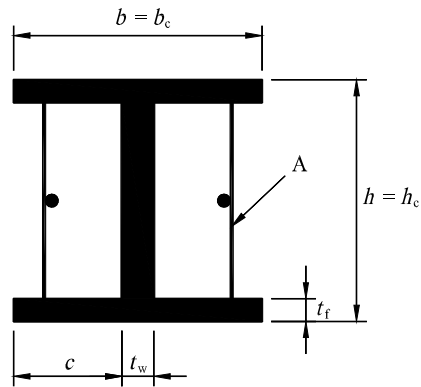
где  $b$  и  $t_f$  – являются шириной и толщиной полки, соответственно, а  $f_{ydf}$  и  $f_{ydw}$  представляют расчетный предел текучести материала полки и армирования соответственно.

### 7.6.5 Частично обетонированные элементы

(1) В диссипативных зонах, обеспечивающих диссипацию энергии за счет пластического изгиба сталежелезобетонного поперечного сечения, продольный шаг поперечной арматуры для армированного бетона,  $s$ , должен удовлетворять требованиям 7.6.4(3) на длине большей или равной  $l_{cr}$  для диссипативных зон на конце элемента и  $2l_{cr}$  для диссипативных зон в самом элементе.

(2) В диссипативных элементах, сопротивление сдвигу должно определяться на основе только конструкционного стального профиля, за исключением, когда применяются специальные устройства, мобилизующие сопротивление сдвигу бетонной оболочкой.

(3) Зависимость между классом пластичности сооружения и допустимыми гибкостями ( $c/t$ ) выступающей полки в диссипативных зонах, приведена в Таблице 7.3.



**Обозначение:**

A – Дополнительные прямые стержни арматуры (звенья).

**Рисунок 7.8 – Детали поперечного армирования, с дополнительными прямыми стержнями арматуры (звеньями), приваренными к полкам**

(4) Прямые звенья, приваренные к внутренней стороне полков, как показано на Рисунке 7.8, дополнительно к армированию, требуемому по EN 1994-1-1, могут предотвратить локальную потерю устойчивости при продольном изгибе в диссипативных зонах. В этом случае, ограничения, приведенные в Таблице 7.3 для гибкостей полков, могут быть увеличены, если эти стержни арматуры расположены с продольным шагом,  $s_1$ , который меньше, чем выступающая полка:  $s_1/c < 1,0$ . Для  $s_1/c < 0,5$  ограничения, приведенные в Таблице 7.3, могут быть увеличены вплоть до 50 %. Для значений  $0,5 < s_1/c < 1,0$  можно применять линейную интерполяцию. Дополнительные прямые звенья, должны также соответствовать правилам (5) и (6) данного подраздела.

(5) Диаметр,  $d_{bw}$ , дополнительных прямых звеньев, упомянутых в (4) данного подраздела, должен быть не меньше 6 мм. Когда задействованы поперечные звенья, препятствующие локальной потере устойчивости при продольном изгибе полки, как описано в (4), диаметр  $d_{bw}$  должен быть не меньше, чем значение, определяемое Выражением (7.12).

(6) Дополнительные прямые звенья, на которые имеется ссылка в (4), должны привариваться к полкам на обоих концах и несущая способность сварки должна быть не меньше, чем предел текучести при растяжении прямых звеньев. Эти звенья должны иметь цельный бетонный защитный слой толщиной, по меньшей мере, 20 мм, но не более 40 мм.

(7) Проектирование частично обетонированных сталежелезобетонных элементов может принимать во внимание сопротивление только стального профиля, или комбинированное сопротивление стального профиля и бетонной оболочки.

(8) Расчет частично обетонированных элементов, в которых предполагается, что только стальная часть вносит свой вклад в сопротивление элемента, может осуществляться в соответствии с положениями Раздела 6, однако для проектирования по предельной несущей способности должны применяться положения в 7.5.2(4) и (5) и 7.5.3(3).

## 7.6.6 Замоноличенные сталежелезобетонные колонны

(1) Зависимость между классом пластичности и допустимыми гибкостями  $d/t$  или  $h/t$  определены в Таблице 7.3.

(2) Сопротивление сдвигу диссипативных колонн должно определяться на основе конструкционного стального профиля или на основе армированного бетонного поперечного сечения со стальным пустотелым профилем, принимаемым только в качестве, как армирование (укрепление) против сдвига.

(3) В недиссипативных элементах сопротивление сдвигу в колонне должно определяться в соответствии с EN 1994-1-1.

## 7.7 Проектирование и правила конструирования для моментных рам

### 7.7.1 Специальные критерии

(1)Р Применяются требования 6.6.1(1)Р.

(2)Р Сталежелезобетонные балки должны рассчитываться из условий пластичности таким образом, чтобы сохранялась целостность бетона.

(3) В зависимости от расположения диссипативных зон, применяются или 7.5.1(4), или 7.5.2(5).

(4) Требуемая схема формирования пластического шарнира должна достигаться при соблюдении правил, приведенных в 4.4.2.3, 7.7.3, 7.7.4 и 7.7.5.

### 7.7.2 Расчёт

(1)Р Расчёт конструкции должен проводиться на основе свойств поперечного сечения, определенных в 7.4.

(2) При расчете балок следует учитывать две изгибные жесткости:  $EI_1$  для участка пролета, представленного положительными (прогибами) изгибами (участок без трещин), и  $EI_2$  для участка пролета, с отрицательным выгибом (участок с трещинами).

(3) Расчет может быть альтернативно выполнен, принимая для всего пролета балки постоянный эквивалентный момент инерции площади поперечного сечения  $I_{eq}$ :

$$I_{eq} = 0,6I_1 + 0,4I_2 . \quad (7.13)$$

(4) Для сталежелезобетонных колонн изгибная жесткость определяется по:

$$(EI)_c = 0,9 (EI_a + r E_{cm} I_c + EI_s) . \quad (7.14)$$

где

$E$  и  $E_{cm}$  – являются модулями упругости для стали и бетона, соответственно;

$r$  – это понижающий коэффициент, зависящий от типа поперечного сечения колонны;

$I_a$ ,  $I_c$  и  $I_s$  – обозначают моменты инерции стального профиля, бетона и арматурных стержней, соответственно.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения, приписываемые  $r$  для применения в Стране, могут быть обоснованы в ее Национальном Приложении к данному документу. Рекомендуемым значением является  $r = 0,5$ .



### 7.7.3 Правила для балок и колонн

(1)Р Проектирование сталежелезобетонных Т-балок (поперечное сечение в виде тавра) должно соответствовать 7.6.2. Частично обетонированные балки должны соответствовать 7.6.5.

(2)Р Балки должны проверяться на поперечный изгиб и поперечный изгиб с кручением в соответствии с EN 1994-1-1, предполагая формирование отрицательного пластического момента на одном конце балки.

(3) Применяется 6.6.2(2).

(4) Сталежелезобетонные фермы не должны использоваться в качестве диссипативных балок.

(5)Р Применяется 6.6.3(1)Р.

(6) В колоннах, где формируются пластические шарниры, как установлено в 7.7.1(1), проверка предполагает, что  $M_{pl,Rd}$  воспринимаются именно этими пластическими шарнирами.

(7) Сталежелезобетонные колонны должны удовлетворять следующему условию:

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,30 \quad (7.15)$$

(8) Проверки сопротивления колонн должны выполняться в соответствии с EN 1994-1-1:2004, 4.8.

(9) Поперечная сила в колонне  $V_{Ed}$  (из расчета) должна ограничиваться в соответствии с Выражением (6.4).

### 7.7.4 Соединения балок с колоннами

(1) Применяются положения приведенные в 6.6.4.

### 7.7.5 Условие для игнорирования комбинированных особенностей для балок с плитами

(1)Р Пластическое сопротивление сечения балки в комбинации с плитой (нижняя или верхняя граница пластического сопротивления диссипативных зон) может быть рассчитана с учетом только стального профиля (проектирование в соответствии с 7.1.2, концепция с)), если плита полностью несвязана со стальной рамой в круговой зоне, диаметром  $2b_{eff}$ , вокруг колонны. При этом  $b_{eff}$  является большей из значений эффективной ширины балок, присоединенных к этой колонне.

(2) Для условия (1)Р, понятие «полностью несвязна» означает, что не существует контакта между плитой и любой вертикальной стороной какого-либо стального элемента (например, колоннами; соединительными элементами, работающими на сдвиг; соединительными пластинами; гофрированными полками стального настила, прикрепленного нагелями к полке стального профиля).

(3) В частично обетонированных балках, должен быть принят во внимание вклад бетона между полками стального профиля.

## **7.8 Проектирование и правила конструирования для сталежелезобетонных каркасов с концентрическими связями**

### **7.8.1 Специальные критерии**

- (1)Р Применяется положения, приведенные 6.7.1(1)Р.
- (2)Р Колонны и балки должны быть или стальными или сталежелезобетонными.
- (3)Р Связи должны быть стальными.
- (4) Применяется 6.7.1(2)Р.

### **7.8.2 Расчет**

- (1) Применяются положения, приведенные в 6.7.2.

### **7.8.3 Диагональные элементы**

- (1) Применяются положения, приведенные в 6.7.3.

### **7.8.4 Балки и колонны**

- (1) Применяются положения, приведенные в 6.7.4.

## **7.9 Проектирование и правила конструирования для сталежелезобетонных каркасов с эксцентрическими связями**

### **7.9.1 Специальные критерии**

(1)Р Сталежелезобетонные каркасы с эксцентрическими связями должны проектироваться так, чтобы диссипативное действие происходило в основном через пластические деформации в антисейсмических звеньях при изгибе или сдвиге. Все остальные элементы должны оставаться упругими, а отказы соединений должны быть предотвращены.

(2)Р Колонны, балки и связи должны быть либо конструкционными стальными или сталежелезобетонными.

(3)Р Сегменты связей, колонн и балок за пределами сегментов антисейсмических звеньев, должны проектироваться так, чтобы оставаться упругими при максимальных усилиях, которые могут быть генерированы пластическим деформированием или циклическим деформационным упрочнением звеньев балки.

- (4)Р Применяется 6.8.1(2)Р.

### **7.9.2 Расчет**

(1)Р Расчет конструкции основывается на свойствах поперечного сечения, определенных в 7.4.2.

(2) В балках принимаются во внимание две различные изгибные жесткости:  $EI_1$  для участка пролета, представленного положительным (прогиб) изгибом (участок без

трещин), и  $EI_2$  для участка пролета, с отрицательным (выгиб) изгибом (участок с трещинами).

### 7.9.3 Антисейсмические звенья

(1)Р Антисейсмические звенья должны изготавливаться из стальных профилей, возможно комбинируемых с плитами. Они могут быть необетонированными.

(2) Применяются правила к антисейсмическим звеньям и их ребрам жесткости, приведенные в 6.8.2. Звенья должны быть короткими или средней длины с максимальной длиной  $e$ :

– в конструкциях, где два пластичных шарнира формируются на концах звена,

$$e = 2M_{p, link} / V_{p, link}, \quad (7.16)$$

– в конструкциях, где один пластический шарнир формируется на одном конце звена,

$$e < M_{p, link} / V_{p, link}. \quad (7.17)$$

Определения  $M_{p, link}$  и  $V_{p, link}$  даны в 6.8.2(3). Для  $M_{p, link}$ , в оценке принимаются во внимание только стальные компоненты поперечного сечения звена, без учета работы бетонной плиты.

(3) Если антисейсмическое звено рамно закреплено к армированной бетонной колонне или обетонированной стальной колонне, то внешние опорные пластины должны предусматриваться на обеих сторонах звена, на внешней поверхности колонны и на концевом поперечном сечении звена. Эти опорные пластины должны соответствовать 7.5.4.

(4) Проектирование соединений балка/колонна, смежных с диссипативными антисейсмическими звеньями, должно соответствовать 7.5.4.

(5) Соединения должны отвечать требованиям к соединениям стальных каркасов с эксцентрическими связями как в 6.8.4.

### 7.9.4 Элементы, не содержащие антисейсмических звеньев

(1) Элементы, не содержащие антисейсмических звеньев, должны соответствовать правилам в 6.8.3, принимая во внимание комбинированное сопротивление стали и бетона в случае сталежелезобетонных элементов и, соответствующие правила для элементов в 7.6. и в EN 1994-1-1:2004.

(2) Когда звено примыкает к полностью обетонированной сталежелезобетонной колонне, выше и ниже соединения звена должно быть обеспечено поперечное армирование, отвечающее требованиям 7.6.4.

(3) В случае сталежелезобетонной связи, находящейся под действием растягивающих напряжений, при оценке сопротивления связи должно приниматься во внимание только поперечное сечение конструкционного стального профиля.

**7.10 Проектирование и правила конструирования для конструктивных систем, состоящих из армированных бетонных стен-диафрагм, комбинируемых с конструкционными стальными элементами**

**7.10.1 Специальные критерии**

(1)Р Положения данного подраздела применяются к сталежелезобетонным конструктивным системам, относящимся к одному из трех типов, определенных в 7.3.1(1)Р е).

(2)Р Конструктивные системы типа 1 и 2 должны проектироваться так, чтобы работать как стены-диафрагмы и обеспечивать диссипацию энергии в вертикальных стальных профилях и в вертикальном армировании. Заполнения должны быть связанными с периферийными элементами так, чтобы предотвратить их разделение (разъединение).

(3)Р В конструктивной системе типа 1, поперечные силы, приходящиеся на этаж, должны передаваться стенам на поверхностях взаимодействия между стенами и балками.

(4)Р Конструктивная система типа 3 должна быть запроектирована таким образом, чтобы обеспечить способность к диссипации энергии в стенах-диафрагмах и связующих балках.

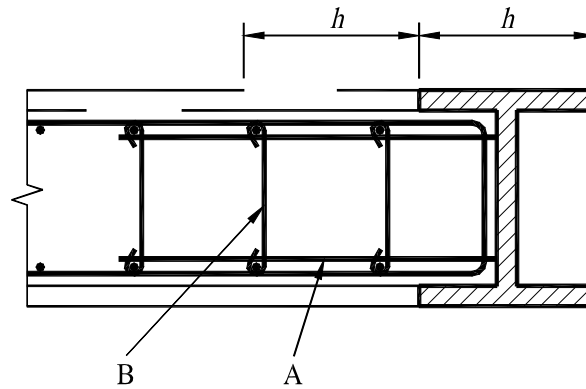
**7.10.2 Расчет**

(1)Р Расчет конструкции должен основываться на свойствах поперечного сечения, определенных в Разделе 5 для бетонных стен и в 7.4.2 для сталежелезобетонных балок.

(2)Р В конструктивных системах типа 1 или 2, когда вертикальные, полностью или частично обетонированные, конструкционные стальные профили работают как периферийные элементы армированных бетонных панелей заполнения, расчет должен выполняться в предположении, что эффекты сейсмического воздействия в этих вертикальных периферийных элементах связаны с действием только осевых сил.

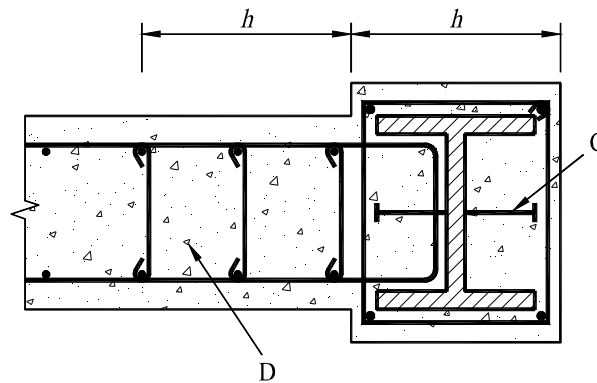
(3) Эти осевые силы должны определяться в предположении, что поперечные силы передаются армированной бетонной стене и, что все гравитационные и опрокидывающие силы воспринимаются стеной-диафрагмой, работающей совместно с вертикальными периферийными элементами.

(4) В конструктивной системе типа 3, если используются сталежелезобетонные связующие балки, применяется 7.7.2(2) и (3).



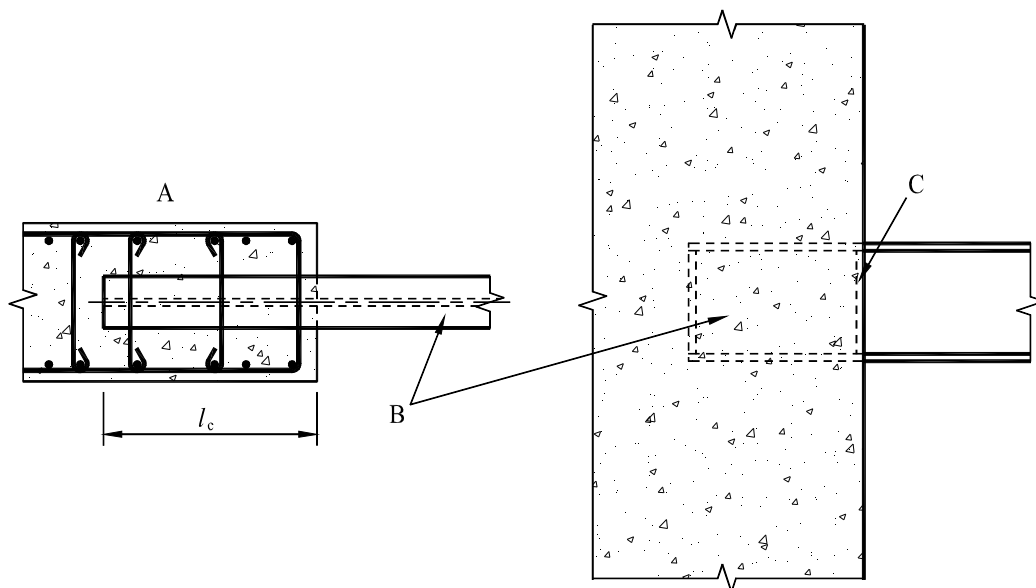
**Обозначения:** А – арматурные стержни, приваренные к колонне; В – поперечное армирование.

**Рисунок 7.9а – Детали, частично обетонированных сталежелезобетонных периферийных элементов (детали поперечного армирования для класса пластичности DCH)**



**Обозначения:** С – соединительный элемент, работающий на сдвиг; D – поперечная связь (шпилька).

**Рисунок 7.9b – Детали, полностью обетонированных сталежелезобетонных периферийных элементов (детали поперечного армирования для класса пластичности DCH)**



**Обозначения:**

- А – дополнительное армирование стены в месте заглубления стальной балки;
- В – стальная связующая балка;
- С – внешняя опорная плита.

**Рисунок 7.10 – Детали связующей балки, рамно закрепленной в стене  
(детали для класса пластичности DCH)**

**7.10.3 Правила конструирования для сталежелезобетонных стен класса пластичности DCM**

(1)Р Армированные бетонные панели заполнения каркаса в конструктивной системе типа 1 и армированные бетонные стены в конструктивных системах типов 2 и 3, должны отвечать требованиям Раздела 5 для пластичных стен при DCM.

(2)Р Частично обетонированные стальные профили, применяемые как периферийные элементы армированных бетонных панелей заполнения, должны принадлежать к классу поперечного сечения, связанного с коэффициентом поведения сооружения, как указано в Таблице 7.3.

(3)Р Полностью обетонированные стальные профили, применяемые как периферийные элементы в армированных бетонных панелях заполнения, должны проектироваться в соответствии с 7.6.4.

(4)Р Частично обетонированные конструкционные стальные профили, применяемые как периферийные элементы армированных бетонных панелей заполнения, должны проектироваться в соответствии с 7.6.5.

(5) Срезные штифты с оголовками или связывающее армирование (приваренные, закрепленные через отверстия в стальных элементах или закрепленные вокруг стального элемента) должны обеспечивать передачу вертикальных и горизонтальных поперечных сил между конструкционными стальными периферийными элементами и армированным бетоном.

**7.10.4 Правила конструирования для связующих балок класса пластичности DCM**

(1)Р Связующие балки должны иметь длину заделки в армированную бетонную стену, достаточную для сопротивления наиболее неблагоприятной комбинации момента и сдвига, генерируемых изгибом и прочностью на сдвиг связующей балки. Глубина заделки  $l_e$  должна приниматься с началом внутри от первого слоя ограничивающего армирования в периферийном элементе стены (см. Рисунок 7.10). Глубина заделки  $l_e$  должна быть не меньше, чем 1,5 высоты связующей балки.

(2)Р Проектирование соединений балка/стена должно выполняться в соответствии с 7.5.4.

(3) В зоне анкеровки балки должно быть предусмотрено вертикальное усиление стен, прочность которого, согласно 7.5.4(9) и (10), должна соответствовать вертикальной осевой силе, равной прочности на сдвиг связующей балки. Причем, две трети вертикального усиления стен должно располагаться над первой половиной глубины

анкеровки. Вертикальное усиление стен должно распространяться симметрично выше и ниже полок связевой балки на длину равную, по меньшей мере, одной длине анкеровки арматурного стержня.

Как часть требуемого вертикального армирования допускается использовать вертикальную арматуру, предусмотренную для иных целей, например, для усиления вертикальных периферийных элементов. Поперечная арматура должна соответствовать требованиям 7.6.

#### **7.10.5 Дополнительные правила конструирования для класса пластичности DCH**

(1)Р Для ограничивающих сталежелезобетонных периферийных элементов, обетонированных как частично так и полностью, должно быть использовано поперечное армирование. Армирование должно распространяться на расстояние  $2h$  в бетонных стенах, где  $h$  – это глубина (поперечная ширина сечения) периферийного элемента в плоскости стены (см. Рисунки 7.9а) и b)).

(2)Р Требования для антисейсмических звеньев в каркасах с эксцентрическими связями применяются к связующим балкам.

### **7.11 Проектирование и правила конструирования для стен-диафрагм, комбинируемых с листовой сталью**

#### **7.11.1 Специальные критерии**

(1)Р Стена-диафрагма, комбинируемая с листовой сталью, должна проектироваться так, чтобы пластические деформации происходили за счет сдвига в листовой стали.

(2) Для предотвращения потери устойчивости стальной лист должен быть подкреплен с одной или с двух сторон бетонной облицовкой и закреплен к ней.

#### **7.11.2 Расчет**

(1) Расчет конструкции должен основываться на свойствах материалов и поперечных сечений, определенных в 7.4.2. и 7.6.

#### **7.11.3 Правила конструирования**

(1)Р Необходимо проверить, чтобы

$$V_{Ed} < V_{Rd}, \quad (7.18)$$

с сопротивлением на сдвиг, определяемым как:

$$V_{Rd} = A_{pl} \times f_{yd} / \sqrt{3}, \quad (7.19)$$

где

$f_{yd}$  – это расчетный предел текучести стали листа; и

$A_{pl}$  – горизонтальная площадь листа.

(2)Р Соединения между стальным листом и периферийными элементами (колоннами и балками), также соединения между стальным листом и бетонной оболочкой, должны проектироваться так, чтобы в стали листа мог реализоваться полный предел текучести.

(3)Р Стальной лист, для развития в нем предела текучести при сдвиге, должен быть непрерывно связан по всем краям с периферийными элементами и стальным каркасом на сварке и/или болтах.

(4)Р Периферийные элементы должны быть запроектированы в соответствии с требованиями в 7.10.

(5) Если бетонный слой облицовки находится с одной стороны, то его толщина должна быть не менее 200 мм, если бетонные слои располагаются с обеих сторон, то толщина каждого из слоев должна быть не менее 100 мм.

(6) Минимальный коэффициент армирования (процент армирования) в обоих направлениях облицовки должен быть не меньше, чем 0,25 %.

(7) Отверстия в стальном листе необходимо усилить в соответствии с результатами расчетов.

## **7.12 Контроль проектирования и строительства**

(1) Для контроля проектирования и строительства применяется 6.11.



## 8 СПЕЦИАЛЬНЫЕ ПРАВИЛА ДЛЯ ДЕРЕВЯННЫХ ЗДАНИЙ

### 8.1 Общие сведения

#### 8.1.1 Область применения

(1)Р Для проектирования деревянных зданий применяется EN 1995. Следующие правила являются дополнительным к приведенным в EN 1995.

#### 8.1.2 Определения

(1)Р Следующие термины применяются в настоящем разделе в следующем значении.

**Статическая пластичность** (static ductility): Соотношение между предельной деформацией и деформацией в конце упругого поведения, оцениваемое при квазистатических циклических испытаниях (см. 8.3(3)Р).

**Полужесткие соединения** (semi-rigid joints): Соединения со значительной податливостью, влияние которой должно приниматься во внимание в расчётах конструкций в соответствии с EN 1995 (например, штифтовые соединения).

**Жесткие соединения** (rigid joints): Соединения с незначительной податливостью в соответствии с EN 1995 (например, клеевые соединения цельной древесины).

**Нагельные соединения** (Dowel-type joints): Соединения с механическими крепежными деталями штифтового типа (например, гвозди, скобы, шурупы, шпонки, болты и т.д., нагруженные перпендикулярно к их оси).

**Плотницкие соединения** (Carpenter joints): Соединения, в которых нагрузки передаются посредством областей давления, но без механических крепежных деталей (например, зарубка под углом, соединения на шипах, полустык).

#### 8.1.3 Концепции проектирования

(1)Р Сейсмостойкие деревянные здания должны быть запроектированы в соответствии с одной из следующих концепций, предусматривающих:

- a) диссипативное конструктивное поведение;
- b) низко-диссипативное конструктивное поведение.

(2) В концепции a) принимается во внимание способность частей сооружения (диссипативных зон) сопротивляться сейсмическим воздействиям за пределами их упругих деформаций. При использовании расчетного спектра, определенного в 3.2.2.5, коэффициент поведения  $q$  может приниматься больше, чем 1,5. Значение  $q$  зависит от класса пластичности (см. 8.3).

(3)Р Сооружения, проектируемые в соответствии с концепцией a) должны относиться к конструктивным классам пластичности М или Н. Сооружение, принадлежащее к принятому классу пластичности, должно соответствовать специальным требованиям в одном или более следующих аспектов: по конструктивному типу, по виду и способности стыков к пластическому повороту.

(4)Р Диссипативные зоны должны располагаться в стыках и соединениях, тогда как сами деревянные элементы должны считаться работающими упруго.

(5) Свойства диссипативных зон должны определяться испытаниями, как отдельных стыков, так и всей конструкции или ее частей в соответствии с prEN 12512.

(6) В концепции b) эффекты воздействия определяются на основании общего упругого расчёта без учета нелинейного поведения материала. Если используется расчетный спектр, определенный в 3.2.2.5, коэффициент поведения  $q$  не должен превышать 1,5. Сопротивление элементов и соединений должно вычисляться в соответствии с EN 1995-1-1:2004 без каких-либо дополнительных требований. Данная концепция относится к классу пластичности L (низкий) и подходит только для определенных конструктивных типов (см. Таблицу 8.1).

## **8.2 Материалы и свойства диссипативных зон**

(1)Р Применяются соответствующие положения EN 1995. В отношении свойств стальных элементов применяется EN 1993.

(2)Р При использовании концепции диссипативного конструктивного поведения применяются следующие положения:

а) в соединениях, рассматриваемых в качестве диссипативных зон, могут быть использованы только те материалы и механические крепежные детали, которые обеспечивают соответствующее поведение с низкой циклической усталостью;

б) клееные соединения должны рассматриваться как недиссипативные зоны;

с) плотницкие соединения могут быть использованы, только если они способны обеспечить достаточную диссипацию энергии без угрозы хрупкого отказа при сдвиге или при растяжении, перпендикулярном волокнам древесины. Решение об их использовании должно приниматься на основании соответствующих результатов испытаний.

(3) Предполагается, что условие (2)Р а) настоящего подраздела удовлетворяется, если полностью выполняется положение 8.3(3)Р.

(4) Для материалов обшивок стен и диафрагм, работающих на сдвиг, предполагается, что условие (2)Р а) настоящего подраздела выполняются, если выполняются следующие условия:

а) древесностружечные плиты имеют плотность, по крайней мере,  $650 \text{ кг/м}^3$ ;

б) фанерная обшивка имеет толщину не менее 9 мм;

с) древесностружечная плита и древесноволокнистая плита обшивки имеет толщину не менее 13 мм.

(5) Стальные материалы для соединений должны удовлетворять следующим условиям:

а) все соединительные элементы из стали, должны соответствовать требованиям EN 1993;

б) пластические свойства соединений в раскосах между материалами обшивки и деревянным каркасом в сооружениях класса пластичности М или Н (см. (8.3)) должны быть проверены на соответствие требованиям 8.3(3)Р при циклических нагрузках и при соответствующей комбинации соединенных частей и крепежных деталей.

### 8.3 Классы пластичности и коэффициенты поведения

(1)Р Деревянные здания, в зависимости от их пластического поведения и способности к диссипации энергии при сейсмических действиях, должны быть отнесены к одному из трех классов пластичности L, M или H, представленных в Таблице 8.1, где также даны соответствующие верхние пределы значений коэффициентов поведения.

ПРИМЕЧАНИЕ Географические ограничения по использованию классов пластичности M и H могут быть обоснованы в соответствующем Национальном Приложении.

**Таблица 8.1 – Концепции проектирования, конструктивные типы и верхние предельные значения коэффициента поведения для трех классов пластичности**

Концепции проектирования и классы пластичности	$q$	Примеры конструкций
Низкая способность к диссипации энергии – DCL	1,5	Консоли; балки; арки с двумя или тремя шарнирными узлами; фермы с узловыми соединительными элементами
Средняя способность к диссипации энергии – DCM	2	Клееные стеновые панели с клееными диафрагмами, соединяемые с помощью гвоздей и болтов; фермы со штифтовыми и болтовыми соединениями; смешанные конструкции, состоящие из деревянного каркаса (сопротивляющегося горизонтальным нагрузкам) и несущего заполнителя.
	2,5	Статически неопределимые порталные рамы со штифтовыми и болтовыми соединениями (см. 8.1.3(3)Р).
Высокая способность к диссипации энергии – DCH	3	Гвоздевые стеновые панели с клеевой диафрагмой, соединенные на гвоздях и болтах; фермы с гвоздевыми соединениями.
	4	Статически неопределимые порталные каркасы со штифтовыми и болтовыми соединениями (см. 8.1.3(3)Р).
	5	Гвоздевые стеновые панели с гвоздевыми диафрагмами, соединенные на гвоздях и болтах.

(2) Если здание является нерегулярным по высоте (см. 4.2.3.3), то значения  $q$ , приведенные в Таблице 8.1, следует уменьшить на 20 %, но не следует принимать ниже, чем  $q = 1,5$  (см. 4.2.3.1(7) и Таблицу 4.1).

(3)Р Для гарантированного применения приведенных значений коэффициента поведения, диссипативные зоны должны быть способны к пластическому деформированию, как минимум, в течение трех полных повторных циклов при коэффициенте статической пластичности 4 для сооружений класса конструктивной пластичности M и при коэффициенте статической пластичности 6 для сооружений класса

конструктивной пластичности  $H$ , со снижением при этом сопротивления не более, чем на 20 %.

(4) Положения (3)Р настоящего подраздела, а также 8.2(2) а) и 8.2(5) б) могут рассматриваться как достаточные для диссипативных зон всех конструктивных типов, если соблюдаются следующие требования:

а) в штифтовых, болтовых и гвоздевых соединениях дерево-к-дереву и сталь-к-дереву, минимальная толщина соединяемых элементов составляют  $10d$ , при диаметре крепежной детали  $d$  не более 12 мм.

б) в стенах-диафрагмах и диафрагмах, материал обшивки на деревянной основе имеет толщину не менее  $4d$ , а диаметр гвоздей  $d$  – не более 3,1 мм.

Если приведенные выше требования не выполняются, но минимальная толщина элементов составляет для случая а)  $8d$ , а для случая б)  $3d$ , то следует использовать уменьшенные верхние пределы значений коэффициента поведения  $q$ , приведенные в Таблице 8.2.

**Таблица 8.2 – Конструктивные типы и уменьшенные верхние пределы коэффициента поведения  $q$**

Конструктивные типы	Коэффициент поведения $q$
Статически неопределимый порталный каркас с соединениями на штифтах или болтах	2,5
Гвоздевые стеновые панели с гвоздевыми диафрагмами	4,0

(5) Если сооружения имеют различные и независимые свойства в двух горизонтальных направлениях, то коэффициент  $q$ , используемый для вычисления эффектов сейсмического воздействия в каждом главном направлении, должен соответствовать свойствам конструктивной системы в этом направлении и может быть различным.

## 8.4 Расчет конструкций

(1)Р При выполнении расчетов следует принимать во внимание проскальзывание в соединениях конструкции.

(2)Р Следует применять значение модуля  $E_0$  для мгновенного нагружения (на 10 % выше, чем значение модуля для кратковременной нагрузки).

(3) Диафрагмы перекрытий можно считать жесткими в модели сооружения без дальнейшей проверки, если выполняются оба приведенные ниже условия:

а) применяются правила конструирования для горизонтальных диафрагм, приведенные в 8.5.3; и

б) проемы в диафрагмах незначительно влияют на общую жесткость перекрытий в плане.

## 8.5 Правила конструирования

### 8.5.1 Общие сведения

(1)Р Приведенные в 8.5.2 и 8.5.3 правила конструирования, применяются для частей конструкций, сопротивляющихся сейсмическим воздействиям и проектируемых согласно концепции диссипативного конструктивного поведения (классы пластичности М и Н).

(2)Р Конструкции с диссипативными зонами следует проектировать так, чтобы эти зоны располагались главным образом в тех частях конструкции, где пластические деформации, локальная потеря устойчивости при продольном изгибе и другие явления, вызванные гистерезисным поведением, не влияют на общую устойчивость сооружения.

### **8.5.2 Правила конструирования для соединений**

(1)Р Элементы, работающие на сжатие и соединения этих элементов (например, плотницкие соединения), которые могут разрушаться из-за деформаций, вызванных знакопеременными нагрузками, следует конструировать таким образом, чтобы предотвратить их разъединение и обеспечить сохранность исходного положения.

(2)Р Болты и штифты должны быть подогнаны и плотно закреплены в отверстиях. Большие болты и штифты ( $d > 16$  мм) не следует использовать в соединениях дерево-к-дереву и сталь-к-дереву, за исключением комбинации с деревянными соединительными элементами.

(3) Штифты, гладкие гвозди и скобы не следует применять без дополнительной защиты от выдергивания.

(4) При растяжении, перпендикулярном к волокнам древесины, следует предусматривать дополнительные мероприятия, предотвращающие расщепление древесины (например, пластины металла или листы фанеры с гвоздевыми креплениями).

### **8.5.3 Правила конструирования для горизонтальных диафрагм**

(1)Р Для горизонтальных диафрагм, проектируемых с учетом сейсмических воздействий, применяется EN 1995-1-1:2004 со следующими изменениями:

а) при определении сопротивления крепежных деталей по краям листовых материалов не следует использовать повышающий коэффициент 1,2;

б) при определении шага гвоздей по непрерывным краям панелей, в случае если листовой материал располагается в разбежку (в шахматном порядке), не следует использовать повышающий коэффициент 1,5;

с) распределение поперечных сил в горизонтальных диафрагмах следует определять с учетом расположения в плане вертикальных элементов, воспринимающих горизонтальные нагрузки;

(2)Р Все края обшивки, которые не соединяются с элементами каркаса, следует опирать на поперечные крепежные бруски и крепить к поперечным крепежным брускам, расположенными между деревянными балками. Крепежные бруски следует также установить в горизонтальных диафрагмах над вертикальными элементами, воспринимающими горизонтальные нагрузки (например, стенами).

(3)Р Должна быть обеспечена непрерывность балок, в том числе обвязки проемов в зонах, где диафрагма нарушается отверстиями.

(4)P Соотношение высоты к ширине ( $h/b$ ) деревянных балок, при отсутствии поперечных крепежных брусков такой же высоты, должно быть менее 4.

(5)P Если  $a_g \cdot S \geq 0,2 \cdot g$ , то интервал между крепежными деталями в зонах нарушения непрерывности следует уменьшить на 25 %, но он должен быть не менее минимального шага, приведенного в EN 1995-1:2004.

(6)P Если перекрытия рассматриваются в расчете как жесткие в плане диафрагмы, то изменение направлений пролетов балок над опорами, обеспечивающими передачу горизонтальных нагрузок вертикальным несущим элементам (например, стенам-диафрагмам) не допускается.

## **8.6 Проверка безопасности**

(1)P Значения прочности деревянного пиломатериала следует определять согласно EN 1995-1-1:2004 с учётом коэффициента  $k_{mod}$  для мгновенного нагружения.

(2)P Для проверок критического предельного состояния сооружений, проектируемых в соответствии с концепцией низкодиссипативного конструктивного поведения (класс пластичности L), применяются частные коэффициенты для свойств материала  $\gamma_M$  при основных комбинациях нагрузок по EN 1995.

(3)P Для проверок критического предельного состояния сооружений, проектируемых в соответствии с концепцией диссипативного конструктивного поведения (классы пластичности M или H), применяются частные коэффициенты для свойств материала  $\gamma_M$  при аварийных комбинациях нагрузок по EN 1995.

(4)P Для того, чтобы обеспечить развитие пластических деформаций в диссипативных зонах при циклическом нагружении, все другие конструктивные элементы и соединения следует проектировать с достаточным резервом прочности. В наибольшей степени требования к обеспечению резерва прочности относятся:

- к анкерным связям и любым элементам соединений с массивными вспомогательными элементами;
- к соединениям между горизонтальными диафрагмами и вертикальными элементами, воспринимающими нагрузку.

(5) Плотничные соединения не подвержены риску хрупкого разрушения, если проверка касательных напряжений выполняется согласно EN 1995 с учетом дополнительного частного коэффициента 1,3.

## **8.7 Контроль проектирования и строительства**

(1)P Применяются положения, приведенные в EN 1995.

(2)P На проектных чертежах должны быть обозначены следующие конструктивные элементы и должны быть предусмотрены спецификации для их особого контроля во время строительства:

- анкерные связи и любые соединения с элементами фундамента;
- растянутые диагональные элементы стальных ферм, используемые как связи;
- соединения между горизонтальными диафрагмами и вертикальными элементами, воспринимающими поперечную нагрузку;

– соединения между обшивками панелей и деревянным каркасом в горизонтальных и вертикальных диафрагмах.

(3)Р Особый контроль при строительстве должен осуществляться в части свойств материала и точности исполнения.

## 9 СПЕЦИАЛЬНЫЕ ПРАВИЛА ДЛЯ КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ

### 9.1 Область применения

(1) Настоящий раздел устанавливает правила проектирования в сейсмических зонах зданий из неармированной каменной кладки, ограничиваемой каменной кладки и армированной каменной кладки.

(2) Для проектирования каменных зданий применяется EN 1996. Приведенные ниже правила являются дополнительными к EN 1996.

### 9.2 Материалы и схемы перевязки

#### 9.2.1 Типы элементов каменной кладки

(1) Элементы каменной кладки должны иметь достаточную прочность для предотвращения локальных хрупких разрушений.

ПРИМЕЧАНИЕ. Для удовлетворения требованиям (1) Национальное Приложение может использовать типы элементов каменной кладки из Таблицы 3.1 EN 1996-1:2004.

#### 9.2.2 Минимальная прочность элементов каменной кладки

(1) За исключением случаев низкой сейсмичности, нормированная прочность на сжатие элементов каменной кладки, определенная согласно EN 772-1, должна быть не меньше следующих минимальных значений:

- нормально к поверхности горизонтального шва кладки:  $f_{b,min}$ ;
- параллельно поверхности горизонтального шва кладки в плоскости стены:  $f_{bh,min}$ .

ПРИМЕЧАНИЕ. Значения  $f_{b,min}$  и  $f_{bh,min}$  для применения в конкретной стране, могут быть найдены в соответствующем Национальном Приложении к данному документу. Рекомендуемые значения:  $f_{b,min} = 5 \text{ Н/мм}^2$ ;  $f_{bh,min} = 2 \text{ Н/мм}^2$ .

#### 9.2.3 Строительный раствор

(1) Минимальная прочность строительного раствора  $f_{m,min}$ , как правило, должна превышать минимальные значения, приведенные в EN 1996.

ПРИМЕЧАНИЕ. Значение  $f_{m,min}$  для применения в конкретной стране, приведена в соответствующем Национальном Приложении к данному документу. Рекомендуемое значение  $f_{m,min} = 5 \text{ Н/мм}^2$  для неармированной каменной кладки или ограничиваемой каменной кладки и  $f_{m,min} = 10 \text{ Н/мм}^2$  для армированной каменной кладки.

#### 9.2.4 Перевязка каменной кладки

(1) Существует три альтернативных класса перевязочных швов кладки:

- а) швы, полностью заполненные раствором;



- б) швы, не заполненные раствором;
- с) швы, не залитые раствором с механической сцепкой между элементами каменной кладки.

ПРИМЕЧАНИЕ Национальное Приложение может содержать указания о том, какой именно из приведенных выше трех классов допускается к применению в стране или части страны.

### 9.3 Типы строений и коэффициенты поведения

(1) В зависимости от типа каменной кладки, используемой для выполнения сейсмостойких элементов, каменные здания следует относить к одному из следующих типов строений:

- а) строения из неармированной каменной кладки;
- б) строения из ограничиваемой каменной кладки;
- с) строения из армированной каменной кладки.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Строения с системами каменных кладок, обеспечивающих повышенную пластичность деформирования сооружения (см. Примечание 2 к Таблице 9.1).

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В этом подразделе не рассматриваются каркасы с заполнением из каменной кладки.

(2) Неармированная каменная кладка, которая соответствует только положениям EN 1996, из-за ее низкой прочности на растяжение и низкой пластичности имеет низкую способность к диссипации энергии колебаний (DCL) и ее применение следует допускать при соблюдении условия, что эффективная толщина стен,  $t_{ef}$ , составляет не меньше минимального значения,  $t_{ef,min}$ .

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Условия, при которых неармированную каменную кладку, которая соответствует только положениям EN 1996, допускается применять в конкретной стране, могут быть приведены в Национальном Приложении к этому документу. Применение такой кладки рекомендуется только в случаях низкой сейсмичности (см. 2.1(4)).

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Значение, приписываемое  $t_{ef,min}$  для неармированной каменной кладки, которая соответствует только положениям EN 1996 и предназначена для применения в конкретной стране, может быть приведено в Национальном Приложении к этому документу. Рекомендуемые значения  $t_{ef,min}$  указаны в столбце 2, второй и третьей строк Таблицы 9.2.

(3) По причинам, оговоренным в (2) этого подраздела, неармированную каменную кладку, соответствующую положениям настоящего Еврокода, не следует применять, если значение  $a_g \cdot S$  превышает определённый предел,  $a_{g,urm}$ .

ПРИМЕЧАНИЕ Значение, приписываемое  $a_{g,urm}$  для применения в конкретной стране может быть приведено в Национальном Приложении к этому документу. Это значение не должно быть меньше, чем соответствующая пороговая величина для случаев низкой сейсмичности. Значение, приписываемое  $a_{g,urm}$  должно соответствовать значениям, принятым для минимальной прочности элементов кладки  $f_{b,min}$ ,  $f_{bh,min}$  и строительного раствора  $f_{m,min}$ . Для значений, рекомендованных в Примечаниях к 9.2.2 и 9.2.3, рекомендуемая величина  $a_{g,urm}$  составляет 0,20 g.

(4) Для типов строений а) – с) допустимый диапазон значений верхнего предела коэффициента поведения  $q$  приведен в Таблице 9.1.

**Таблица 9.1 – Типы строений и верхний предел коэффициента поведения**

Тип строений	Коэффициент поведения $q$
Неармированная каменная кладка в соответствии только с EN 1996 (рекомендуется только для случаев низкой сейсмичности)	1,5
Неармированная каменная кладка согласно EN 1998-1	1,5 – 2,5
Ограничиваемая каменная кладка	2,0 – 3,0
Армированная каменная кладка	2,5 – 3,0
<p>ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значения верхнего предела коэффициента <math>q</math>, предназначенные для применения в конкретной стране (в пределах диапазонов Таблицы 9.1), могут быть приведены в Национальном Приложении к этому документу. Рекомендуемыми значениями являются нижние пределы диапазонов в Таблице 9.1.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для зданий с системами каменных кладок, которые обеспечивают увеличение пластичности сооружения, можно использовать специальные значения коэффициента поведения <math>q</math>, при условии, что система и связанные с ней значения <math>q</math>, проверены экспериментально. Значения <math>q</math> для таких зданий, предназначенные для применения в конкретной стране, могут быть приведены в Национальном Приложении к этому документу.</p>	

(5) Если здание является нерегулярным по высоте (см. 4.2.3.3), то значения  $q$  Таблицы 9.1 следует уменьшить на 20 %, но они не должны быть меньше  $q = 1,5$  (см. 4.2.3.1(7) и Таблицу 4.1).

#### **9.4 Расчёт конструкций**

(1)Р Модель, принятая для расчёта здания, должна отображать жесткостные свойства всей системы.

(2)Р Жесткости конструктивных элементов здания должна оцениваться с учётом их пластичности при изгибе и сдвиге, а также, если это необходимо, осевой пластичности. При расчёте можно рассматривать жесткость поперечного сечения, как упругую без образования трещин, или, что предпочтительней и более реалистично – жесткость с учетом образования трещин, что позволит учесть влияние трещин на деформации системы и точнее смоделировать наклон первой ветви билинейной диаграммы «сила - деформация» для конструктивных элементов.

(3) При отсутствии точных данных о жесткостных свойствах элемента, обоснованных соответствующим анализом, его жесткости при изгибе с учетом трещинообразования и при сдвиге могут быть приняты равными половине упругой жесткости, соответствующей полной площади поперечного сечения без учета трещин.

(4) В расчётной модели перемычки из каменной кладки могут учитываться как связующие балки между двумя стеновыми элементами, если они регулярно связаны со смежными стенами и соединены как с балкой перекрытия, так и с перемычкой над проемом в нижерасположенном этаже.

(5) Если в расчете учитываются связующие балки, то для определения эффектов воздействия в вертикальных и горизонтальных конструктивных элементах может использоваться рамная расчетная модель.

(6) Поперечная сила в основаниях разных стен, определенная при линейном расчёте, описанном в Разделе 4, может быть перераспределена между стенами, при условии, что:

а) выполняется условие общего равновесия (т.е., достигнута одинаковая суммарная перерезывающая сила и одинаковое положение равнодействующей перерезывающих сил);

б) поперечная сила в любой из стен уменьшена не более чем на 25 % и, при этом, увеличена в любой из стен не более, чем на 33 %;

с) в расчетах учтены последствия перераспределения нагрузок для горизонтальных диафрагм (диафрагмы).

## 9.5 Критерии проектирования и правила строительства

### 9.5.1 Общие сведения

(1)Р Каменные здания должны состоять из перекрытий и стен, которые соединяются между собой в двух ортогональных горизонтальных направлениях, а также в вертикальном направлении.

(2)Р Соединение между перекрытиями и стенами должно обеспечиваться при помощи стальных обвязок или железобетонных обвязочных балок (антисейсмических поясов).

(3) Можно применять любой тип перекрытий, при условии, что выполняется общие требования неразрывности и эффективной работы диафрагм.

(4)Р Стены-диафрагмы должны быть расположены, по крайней мере, в двух ортогональных направлениях.

(5) Стены-диафрагмы должны соответствовать определённым геометрическим требованиям, а именно:

а) эффективная толщина стен-диафрагм  $t_{ef}$  не должна быть меньше минимального значения  $t_{ef,min}$ ;

б) отношение эффективной высоты стены к ее эффективной толщине  $h_{ef}/t_{ef}$  не должно превышать максимального значения,  $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$ ;

с) отношение длины стены  $l$  к большей свободной высоте  $h$  смежных со стеной проемов, не должно быть меньше, чем минимальное значение  $(l/h)_{min}$ .

ПРИМЕЧАНИЕ Значения, приписываемые  $t_{ef,min}$ ,  $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$  и  $(l/h)_{min}$  для применения в конкретной стране, могут быть приведены в Национальном Приложении к этому документу. Рекомендуемые значения  $t_{ef,min}$ ,  $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$  и  $(l/h)_{min}$  приведены в Таблице 9.2.

(6) Стены-диафрагмы, не соответствующие минимальным геометрическим требованиям (5) этого подраздела, допускается рассматривать как вторичные элементы. Они должны соответствовать 9.5.2(1) и (2).

**Таблица 9.2 – Рекомендуемые геометрические требования для стен-диафрагм**

Тип каменной кладки	$t_{ef,min}$ , мм	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(l/h)_{min}$
Неармированная, с элементами из натурального камня	350	9	0,5
Неармированная, с любыми другими типами элементов	240	12	0,4
Неармированная, с любыми другими типами элементов, в случаях низкой сейсмичности	170	15	0,35
Ограничиваемая каменная кладка	240	15	0,3
Армированная каменная кладка	240	15	Без ограничений
<p>Расшифровка обозначений:</p> <p><math>t_{ef}</math> – толщина стены (см. EN 1996-1-1:2004);</p> <p><math>h_{ef}</math> – эффективная высота стены (см. EN 1996-1-1:2004);</p> <p><math>h</math> – наибольшая высота в свету проемов, смежных со стеной;</p> <p><math>l</math> – длина стены.</p>			

### **9.5.2 Дополнительные требования для неармированной каменной кладки, удовлетворяющей EN 1998-1**

(1) Горизонтальные бетонные балки или, альтернативно, стальные обвязки, должны располагаться в плоскости стены в уровне каждого перекрытия и с интервалом по высоте не больше 4 м. Эти балки должны образовывать непрерывные ограничивающие элементы, конструктивно соединенные друг с другом.

ПРИМЕЧАНИЕ Балки или обвязки должны быть непрерывными по всему периметру здания.

(2) Горизонтальные бетонные балки должны иметь продольное армирование с площадью поперечного сечения не меньше, чем 200 мм<sup>2</sup>.

### **9.5.3 Дополнительные требования для ограничиваемой каменной кладки**

(1)Р Горизонтальные и вертикальные ограничивающие элементы должны быть соединены между собой и закреплены к элементам основной конструктивной системы.

(2)Р Для обеспечения эффективной связи между ограничивающими элементами и каменной кладкой, бетон ограничивающих элементов следует укладывать после выполнения каменной кладки.

(3) Размеры поперечного сечения, как горизонтальных, так и вертикальных ограничивающих элементов, должны составлять не меньше, чем 150 мм. В двуслойных

стенах толщина ограничивающих элементов должна обеспечивать соединение двух слоев и их эффективное поперечное армирование.

(4) Вертикальные ограничивающие элементы должны располагаться:

- на свободных гранях каждого конструктивного стенового элемента;
- с обеих сторон любого проема в стене, имеющего площадь проема более  $1,5 \text{ м}^2$ ;
- в пределах стены, если это необходимо для того, чтобы шаг между ограничивающими элементами не превышал 5 м;
- в пересечениях конструктивных стен, если ограничивающие элементы, расположенные согласно установленным выше правилам, находятся от мест пересечения стен на расстоянии более 1,5 м;

(5) Горизонтальные ограничивающие элементы следует располагать в плоскости стены в уровне каждого перекрытия и с интервалом по высоте не более, чем 4 м.

(6) Продольное армирование ограничивающих элементов должно иметь площадь поперечного сечения не менее  $300 \text{ мм}^2$  или не менее 1 % от площади поперечного сечения ограничиваемого элемента.

(7) Вокруг продольной арматуры следует предусматривать хомуты диаметром не менее 5 мм, расположенные с шагом не более 150 мм.

(8) Арматурная сталь должна быть класса В или С согласно EN 1992-1-1:2004, Таблица С.1.

(9) Длина перепуска стержней арматуры в соединениях внахлестку должна быть не менее, чем 60 диаметров стержня.

#### **9.5.4 Дополнительные требования для армированной каменной кладки**

(1) Горизонтальное армирование следует располагать в горизонтальных швах кладки или в соответствующих пазах элементов кладки с шагом по высоте, не превышающим 600 мм.

(2) Армирование, необходимое в перемычках и парапетах, должно размещаться в элементах каменной кладки с пазами (полостями).

(3) Следует использовать стальные арматурные стержни диаметром не менее 4 мм, загнутые вокруг вертикальных стержней на краях стены.

(4) Минимальный процент горизонтального армирования в стене, приведенный к общей площади поперечного сечения, должен составлять не менее 0,05 %.

(5) Р Следует избегать высокого процента горизонтального армирования, способного вызвать разрушение элементов кладки при сжатии до развития пластической деформации в стали.

(6) Площадь поперечного сечения вертикальной арматуры в стене должна составлять не менее 0,08 % от общей площади горизонтального сечения стены.

(7) Вертикальная арматура должна располагаться в пазах, полостях или отверстиях в элементах каменной кладки.

(8) Вертикальное армирование с площадью поперечного сечения не менее  $200 \text{ мм}^2$  должно располагаться:

- у обеих свободных граней каждого стенового элемента;
- в каждом пересечении стены;

– в пределах стены таким образом, чтобы интервал между вертикальным армированием не превышал 5 м.

(9) Применяется 9.5.3(7), (8) и (9).

(10) Р Параллели и поперечки проемов должны быть равномерно связаны с каменной кладкой смежных стен и связаны с этими стенами горизонтальной арматурой.

## 9.6 Проверка безопасности

(1) Р Должна быть предусмотрена проверка безопасности зданий на предмет их разрушения. Исключение составляют здания, соответствующие правилам для «простых каменных зданий» приведенным в 9.7.2.

(2) Р При проверке безопасности на предмет обрушения расчетное сопротивление каждого конструктивного элемента следует оценивать согласно EN 1996-1-1:2004.

(3) При проверках критического предельного состояния в сейсмической расчетной ситуации, необходимо использовать частные коэффициенты свойств каменной кладки  $\gamma_m$  и арматурной стали  $\gamma_s$ .

ПРИМЕЧАНИЕ Значения частных коэффициентов  $\gamma_m$  и  $\gamma_s$ , применяемые в конкретной стране в сейсмической расчетной ситуации, могут быть приведены в Национальном Приложении к этому документу. Рекомендованное значение  $\gamma_m$  составляет  $2/3$  значения, приведенного в Национальном Приложении к EN 1996-1-1:2004, но не менее 1,5. Рекомендованное значение для  $\gamma_s = 1,0$ .

## 9.7 Правила для «простых каменных зданий»

### 9.7.1 Общие сведения

(1) Здания, относящиеся к классам ответственности I или II и соответствующие 9.2, 9.5, и 9.7.2, можно классифицировать как «простые каменные здания».

(2) Для таких зданий дополнительная проверка безопасности в соответствии с 9.6 не обязательна.

### 9.7.2 Правила

(1) В зависимости от произведения  $a_g \cdot S$  на строительной площадке и типа строения следует ограничивать количество этажей  $n$  выше уровня грунта и предусматривать стены в двух ортогональных направлениях при их минимальной площади поперечного сечения  $A_{\min}$  в каждом направлении. Минимальная площадь поперечного сечения выражается в минимальных процентах,  $p_{A,\min}$ , от общей площади перекрытия на этаже.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения  $n$  и  $p_{A,\min}$  для применения в конкретной стране могут быть приведены в Национальном Приложении к этому документу. Рекомендуемые значения указаны в Таблице 9.3. Эти значения, зависящие также от поправочного коэффициента  $k$ , основываются на минимальной прочности элемента каменной кладки  $12 \text{ Н/мм}^2$  для неармированной кладки и  $5 \text{ Н/мм}^2$  для ограничиваемой каменной кладки и армированной каменной кладки.

Для зданий, в которых не менее 70 % рассматриваемых стен-диафрагм имеют длину 2 м и более, коэффициент  $k$  равен  $k = 1 + (l_{av} - 2)/4 \leq 2$ , где  $l_{av}$  – средняя длина рассматриваемых стен-диафрагм в м. Для других случаев  $k = 1$ .

Независимо от значения  $k$  следует соблюдать ограничение по применению неармированной каменной кладки, представленное в 9.3(3).

Дальнейшие различия между прочностью элементов каменной кладки, типами строений и применением  $k$  могут быть обоснованы в Национальном Приложении.

**Таблица 9.3 – Рекомендованное допустимое количество этажей выше уровня грунта и минимальная площадь стен-диафрагм для «простых каменных зданий»**

Ускорение на площадке $a_g \cdot S$		$\leq 0,07 k \cdot g$	$\leq 0,10 k \cdot g$	$\leq 0,15 k \cdot g$	$\leq 0,20 k \cdot g$
Тип кладки в строении	Количество этажей ( $n$ )**	Минимальная сумма площадей горизонтальных поперечных сечений стен-диафрагм, в процентах от общей площади перекрытия на этаже ( $p_{A,min}$ )			
Неармированная каменная кладка	1	2,0 %	2,0 %	3,5 %	н/д
	2	2,0 %	2,5 %	5,0 %	н/д
	3	3,0 %	5,0 %	н/д	н/д
	4	5,0 %	н/д*	н/д	н/д
Ограничиваемая каменная кладка	2	2,0 %	2,5 %	3,0 %	3,5 %
	3	2,0 %	3,0 %	4,0 %	н/д
	4	4,0 %	5,0 %	н/д	н/д
	5	6,0 %	н/д	н/д	н/д
Армированная каменная кладка	2	2,0 %	2,0 %	2,0 %	3,5 %
	3	2,0 %	2,0 %	3,0 %	5,0 %
	4	3,0 %	4,0 %	5,0 %	н/д
	5	4,0 %	5,0 %	н/д	н/д
<p>* н/д обозначает «не допускается»</p> <p>** Пространство крыши выше полных этажей не включено в количество этажей.</p>					

(2) Конфигурация плана здания должна удовлетворять следующим условиям:

- а) план здания должен быть приблизительно прямоугольным;
- б) соотношение между длиной меньшей стороны и длиной большей стороны здания в плане не должно быть меньше минимального значения  $\lambda_{min}$ ;

ПРИМЕЧАНИЕ Значение, приписываемое  $\lambda_{min}$  для применения в конкретной стране может быть приведено в Национальном Приложении к этому документу. Рекомендованное значение  $\lambda_{min} = 0,25$ .

с) Площадь проекций выступов и углублений прямоугольной формы должна быть не более, чем значение  $p_{max}$  в процентах от общей площади перекрытия над рассматриваемым уровнем.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение  $p_{max}$  для применения в конкретной стране может быть приведено в Национальном Приложении к этому документу. Рекомендованное значение  $p_{max} = 15 \%$ .

(3) Стены-диафрагмы здания должны удовлетворять следующим условиям:

а) жесткость здания должна быть обеспечена с помощью стен-диафрагм, расположенных приблизительно симметрично в плане в двух ортогональных направлениях;

б) как минимум две параллельные стены должны располагаться в двух ортогональных направлениях; длина каждой стены должна быть более 30 % от длины здания в том же направлении, что и рассматриваемая стена;

с) расстояние между крайними стенами здания, хотя бы в одном направлении, должно быть больше 75 % от длины здания в другом направлении;

д) не менее 75 % вертикальных нагрузок должны восприниматься стенами-диафрагмами;

е) стены-диафрагмы, должны быть непрерывными от низа до верха здания.

(4) В случаях низкой сейсмичности (см. 3.2.1(4)) необходимую длину стен, соответствующую (3)б этого подраздела, можно представить как общую длину стен-диафрагм (см. 9.5.1(5)) по одной оси и разделенных проемами. В этом случае, как минимум одна стена-диафрагма в каждом направлении должна иметь длину  $l$ , которая не меньше соответствующего удвоенного минимального значения  $l/h$ , определенного в 9.5.1(5)с.

(5) В обоих горизонтальных направлениях смежных этажей разница в массе и в площадях горизонтального поперечного сечения стен-диафрагм должна быть ограничена максимальными значениями  $\Delta_{m,max}$  и  $\Delta_{A,max}$ .

ПРИМЕЧАНИЕ Значения, приписываемые  $\Delta_{m,max}$  и  $\Delta_{A,max}$  для применения в конкретной стране может быть приведено в Национальном Приложении к этому документу. Рекомендованные значения  $\Delta_{m,max} = 20 \%$  и  $\Delta_{A,max} = 20 \%$ .

(6) В зданиях из неармированной каменной кладки, стены одного направления должны быть связаны со стенами ортогонального направления с максимальным шагом 7 м.



## 10 СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИЕ ФУНДАМЕНТЫ

### 10.1 Область применения

(1) Настоящий раздел распространяется на проектирование сейсмоизолированных сооружений, в которых система сейсмоизоляции, расположенная ниже основной массы сооружения, предназначена для уменьшения сейсмической реакции системы, сопротивляющейся горизонтальным силам.

(2) Уменьшение сейсмической реакции системы, сопротивляющейся горизонтальным силам, может быть достигнуто путем увеличения периода колебаний по основному тону сейсмоизолированного сооружения, изменения формы колебаний по основному тону, повышения демпфирования или комбинацией этих эффектов. Система сейсмоизоляции может содержать линейные или нелинейные эластичные элементы и/или демпферы.

(3) В настоящем разделе приведены специальные правила, относящиеся к сейсмоизолирующим фундаментам зданий.

(4) Настоящий раздел не распространяется на системы с пассивной диссипацией энергии, которые расположены не на одной поверхности (не в одном слое), а распределены по нескольким этажам или уровням конструктивной системы.

### 10.2 Определения

(1) В настоящем разделе применяются следующие термины:

**Система сейсмоизоляции** (isolation system): Совокупность компонентов, применяемых для обеспечения сейсмоизоляции и расположенных в сейсмоизолирующем слое.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Обычно сейсмоизолирующий слой расположен ниже основной массы сооружения.

**Сейсмоизолирующий слой** (isolation interface): Слой, разделяющий субструктуру и суперструктуру, и в пределах которого расположена система сейсмоизоляции.

**ПРИМЕЧАНИЕ** В зданиях, резервуарах и силосах сейсмоизолирующий слой, обычно, расположен в основании сооружения. В мостах система сейсмоизоляции обычно комбинируется с опорными частями пролетных строений, а сейсмоизолирующий слой находится между мостовым настилом и опорами или устоями моста.

**Сейсмоизолирующие элементы** (isolator units): Элементы, образующие систему сейсмоизоляции. Устройства, рассматриваемые в этом разделе, представляют собой слоистые эластомерные опоры с упругопластическими устройствами, вязкостные или фрикционные демпферы, маятники и другие устройства, поведение которых соответствует 10.1(2). Каждый сейсмоизолирующий элемент обладает одним или несколькими качествами, обеспечивающими:

– восприятие вертикальных нагрузок при повышенной горизонтальной податливости и высокой вертикальной жесткости;

- вязкое или гистерезисное диссипирование энергии;
- возможность центрирования;
- ограничение горизонтальных перемещений (за счет достаточной упругой жесткости), возникающих в процессе эксплуатации при несейсмических горизонтальных нагрузках.

**Субструктура** (Substructure): Часть сооружения, включая фундамент, расположенная ниже сейсмоизолирующего слоя.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Горизонтальная податливость субструктуры, как правило, незначительна по сравнению с податливостью самой системы сейсмоизоляции, но это не всегда так (например, как в случае с мостами).

**Суперструктура** (Superstructure): Сейсмоизолированная часть сооружения, расположенная выше сейсмоизолирующего слоя.

**Полная сейсмоизоляция** (Full isolation): Суперструктура считается полностью сейсмоизолированной, если при сейсмической расчетной ситуации она работает в области упругих деформаций. В противном случае суперструктура считается частично сейсмоизолированной.

**Центр эффективной жесткости** (Effective stiffness centre): Центр жесткости на верхней поверхности сейсмоизолирующего слоя, определенный с учетом податливости сейсмоизолирующих элементов и субструктуры.

**ПРИМЕЧАНИЕ** В зданиях, резервуарах и аналогичных сооружениях, податливостью субструктуры при определении центра эффективной жесткости можно пренебречь и принять его совпадающим с центром жесткости сейсмоизолирующих элементов.

**Расчетное перемещение (системы сейсмоизоляции в главном направлении)** (Design displacement (of the isolation system in a principal direction)): Максимальное горизонтальное смещение между верхом субструктуры и низом суперструктуры в центре эффективной жесткости, соответствующее расчетному сейсмическому воздействию.

**Полное расчетное перемещение (сейсмоизолирующего элемента в главном направлении)** (Total design displacement (of an isolator unit in a principal direction)): Максимальное горизонтальное перемещение в месте расположения сейсмоизолирующего элемента, включающее расчетное перемещение и перемещение, вызванное кручением суперструктуры вокруг вертикальной оси.

**Эффективная жесткость (системы сейсмоизоляции в главном направлении)** (Effective stiffness (of the isolation system in a principal direction)): отношение значения общей горизонтальной силы, передающейся через сейсмоизолирующий слой на суперструктуру при расчетном перемещении, к абсолютному значению расчетного перемещения в том же направлении (секущая жесткость).

**ПРИМЕЧАНИЕ** Эффективную жесткость обычно вычисляют с помощью итерационного динамического расчета.

**Эффективный период** (Effective Period): Период колебаний по основному тону в рассматриваемом направлении системы с одной степенью свободы, масса которой соответствует приведенной массе суперструктуры, а жесткость, равна эффективной жесткости системы сейсмоизоляции.

**Эффективное демпфирование (системы сейсмоизоляции в главном направлении)** (Effective damping (of the isolation system in a principal direction)): Значение эффективного вязкого демпфирования, соответствующее энергии, диссипированной системой сейсмоизоляции при циклической реакции на расчетное перемещение.

### 10.3 Основные требования

(1)Р В зависимости от рассматриваемого типа сооружения должны быть удовлетворены основные требования 2.1, а так же требования соответствующих Частей настоящего Еврокода.

(2)Р Сейсмоизолирующие устройства требуют повышенной надежности. Это требование обеспечивается путем применения коэффициента  $\gamma_x$ , увеличивающего расчетные сейсмические перемещения каждого сейсмоизолирующего элемента.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения, приписываемые  $\gamma_x$  для применения в конкретной Стране в зависимости от типа применяемого сейсмоизолирующего устройства, могут быть приведены в Национальном Приложении к этому документу. Для зданий рекомендуемым значением является  $\gamma_x = 1,2$ .

### 10.4 Критерии соответствия

(1)Р Для выполнения основных требований следует проверять предельные состояния, указанные в 2.2.1(1).

(2)Р В состоянии ограничения ущерба все жизнеобеспечивающие линии коммуникаций, пересекающие швы вокруг сейсмоизолированного сооружения, должны оставаться в пределах упругой работы.

(3) В состоянии ограничения ущерба перекосы этажей субструктур и суперструктур зданий должны быть ограничены согласно 4.4.3.2.

(4)Р В критическом предельном состоянии критическая несущая способность сейсмоизолирующих устройств с позиций прочности и деформативности не должна быть превышена при соответствующих коэффициентах безопасности (см. 10.10(6)Р).

(5) В настоящем разделе рассматривается только полная сейсмоизоляция.

(6) В определенных случаях допускается неупругое поведение субструктуры, но в настоящем разделе предполагается, что оно остается в пределах упругой работы.

(7) В критическом предельном состоянии сейсмоизолирующие устройства могут достигать своих предельных возможностей, в то время как суперструктура и субструктура остаются в пределах упругой работы. В этом случае нет необходимости в оценке предельной несущей способности суперструктуры и субструктуры и в их конструировании с целью обеспечения пластической работы.

(8)Р В критическом предельном состоянии линии газопровода и другие жизненно важные опасные коммуникации, пересекающие швы, отделяющие суперструктуру от окружающего грунта или смежных сооружений, необходимо проектировать так, чтобы обеспечить безопасное относительное перемещение между сейсмоизолированной суперструктурой и окружающим грунтом или смежными сооружениями, принимая во внимание коэффициент  $\gamma_x$ , приведенный в 10.3(2)Р.

## **10.5 Основные проектные положения**

### **10.5.1 Основные положения для сейсмоизолирующих устройств**

(1)Р Между суперструктурой и субструктурой, наряду с другими необходимыми мероприятиями, следует предусмотреть достаточное пространство, обеспечивающее возможность размещения, осмотра, технического обслуживания и замены сейсмоизолирующих устройств в течение срока службы сооружения.

(2) В случае необходимости, сейсмоизолирующие устройства должны быть защищены от опасных потенциальных воздействий, таких как огонь, агрессивное воздействие химической и биологической среды.

(3) Материалы, используемые для проектирования и монтажа сейсмоизолирующих устройств, должны соответствовать действующим нормам.

### **10.5.2 Контроль нежелательных перемещений**

(1) Для минимизации крутящих воздействий, центр эффективной жесткости и центр демпфирования системы сейсмоизоляции должны располагаться как можно ближе к проекции центра массы на поверхность сейсмоизолирующего слоя.

(2) Чтобы минимизировать различия в поведении сейсмоизолирующих устройств, напряжения сжатия, вызванные в них постоянными нагрузками, должны быть как можно более близкими.

(3)Р Сейсмоизолирующие устройства должны быть закреплены как к суперструктуре, так и к субструктуре.

(4)Р Система сейсмоизоляции должна быть запроектирована так, чтобы удары и возможные крутильные движения конструкции ограничивались с помощью соответствующих мероприятий.

(5) Требование (4)Р, относящееся к ударным нагрузкам, считается выполненным, если воздействия от них исключать с помощью соответствующих устройств (например, демпферов, амортизаторов и т.д.).

### **10.5.3 Контроль неравномерных сейсмических движений грунта**

(1) Конструктивные элементы, расположенные выше и ниже сейсмоизолирующего слоя, для уменьшения влияния неравномерности сейсмических перемещений грунта должны быть достаточно жесткими в горизонтальном и вертикальном направлениях. Это не относится к мостам или эстакадным сооружениям, в которых сваи или пилоны моста, располагаемые под сейсмоизолирующим слоем, могут подвергаться деформациям.

(2) Для зданий требование (1) выполняется, если удовлетворяются все условия, приведенные ниже:

а) сверху и снизу системы сейсмоизоляции предусмотрены жесткие горизонтальные диафрагмы, выполненные в виде железобетонных плит или системы перекрестных балок,

запроектированных с учётом всех соответствующих локальных и общих видов их деформаций. В установке таких диафрагм нет необходимости, если сами конструкции выполнены в виде жестких коробчатых систем;

b) устройства образующие систему сейсмоизоляции, закреплены на обоих концах непосредственно к жестким горизонтальным диафрагмам, описанным выше, или, если это не осуществимо, крепятся с помощью вертикальных элементов, относительное горизонтальное смещение которых в сейсмической расчетной ситуации должно быть менее  $1/20$  относительного перемещения системы сейсмоизоляции.

#### **10.5.4 Контроль перемещений, относящихся к окружающему грунту и конструкциям**

(1)Р Между сейсмоизолированной суперструктурой и окружающим грунтом или сооружениями, следует предусмотреть зазоры, достаточные для необходимых перемещений суперструктуры во всех направлениях при расчетных сейсмических воздействиях.

#### **10.5.5 Концептуальное проектирование зданий с сейсмоизолирующими фундаментами**

(1) Принципы проектирования зданий с сейсмоизолирующими фундаментами должны основываться на соответствующих требованиях в Разделе 2 и в 4.2, а также на дополнительных положениях, приведенных в настоящем разделе.

### **10.6 Сейсмическое воздействие**

(1)Р Следует предусматривать, что две горизонтальные и вертикальная компоненты сейсмического воздействия действуют одновременно.

(2) Каждая компонента сейсмического движения должна быть определена согласно 3.2 в зависимости от спектра упругих реакций для соответствующих местных грунтовых условий и расчетного ускорения грунта  $a_g$ .

(3) Для зданий, относящихся к классу ответственности IV, следует также принимать во внимание спектр упругих реакций, учитывающий особенности площадки строительства, включая воздействия от сейсмического источника, если здание расположено на расстоянии менее 15 км от потенциально активного разлома с магнитудой  $M_S \geq 6,5$ . Такой спектр может не приниматься к рассмотрению, если он меньше стандартного спектра, определённого в (2) этого подраздела.

(4) Комбинации компонентов сейсмических воздействий для зданий приведены в 4.3.3.5.

(5) Если необходимо выполнить прямые динамические расчеты, то следует использовать набор из записей не менее трех сейсмических событий и учитывать требования 3.2.3.1 и 3.2.3.2.

### 10.7 Коэффициент поведения

(1)Р Кроме случаев, описанных в 10.10(5), значение коэффициента поведения необходимо принимать равным  $q = 1$ .

### 10.8 Свойства системы сейсмоизоляции

(1)Р В расчёте следует принимать наиболее неблагоприятные значения физических и механических свойств системы сейсмоизоляции за весь срок ее эксплуатации. Эти свойства должны отображать влияние:

- скорости нагружения;
- значений одновременной вертикальной нагрузки;
- значений одновременной горизонтальной нагрузки;
- температуры;
- изменения свойств системы на протяжении прогнозируемого срока эксплуатации.

(2) Ускорения и силы инерции, вызванные землетрясением, следует оценивать, принимая во внимание максимальное значение жесткости и минимальное значение коэффициентов вязкого демпфирования и трения.

(3) Перемещения необходимо вычислять с учётом минимальных значений жесткости, демпфирования и коэффициентов трения.

(4) Для зданий I и II классов ответственности можно использовать средние значения физических и механических свойств, при условии, что экстремальные значения (максимум или минимум) отличаются от средних значений не более чем на 15 %.

### 10.9 Расчет конструкций

#### 10.9.1 Общие сведения

(1)Р Динамическую реакцию конструктивной системы следует исследовать в части ускорений, сил инерции и перемещений.

(2)Р Для зданий необходимо принимать во внимание влияние кручения, включая воздействия, приложенные со случайным эксцентриситетом, как определено в 4.3.2.

(3) При моделировании системы сейсмоизоляции следует достаточно точно отображать распределение сейсмоизолирующих элементов в пространстве, чтобы адекватно учесть перемещения в обоих горизонтальных направлениях, соответствующие эффекты опрокидывающего момента и поворота вокруг вертикальной оси здания. Расчетная модель должна правильно отображать характеристики различных типов элементов, применяемых в системе сейсмоизоляции.

#### 10.9.2 Эквивалентный линейный расчет

(1) В соответствии с условием (5) этого подраздела, систему сейсмоизоляции, состоящую из слоистых эластомерных опор, можно моделировать в виде системы с

эквивалентными линейными вязкоупругими свойствами, а систему сейсмоизоляции, состоящую из упругопластических устройств – в виде системы с билинейными гистерезисными свойствами.

(2) Если применяется эквивалентная линейная модель, то необходимо учитывать эффективную жесткость каждого сейсмоизолирующего элемента (т.е. секущее значение жесткости общего проектного перемещения  $d_{db}$ ) согласно 10.8(1)Р. Эффективная жесткость  $K_{eff}$  системы сейсмоизоляции является суммой эффективных жесткостей сейсмоизолирующих элементов.

(3) При применении эквивалентной линейной модели диссипацию энергии системой сейсмоизоляции следует выразить в виде эквивалентного вязкого демпфирования как «эффективное демпфирование» ( $\zeta_{eff}$ ). Диссипация энергии в опорах должна быть определена по результатам измерения энергии, диссипированной в циклическом режиме с частотой колебаний в диапазоне рассматриваемых частот и форм собственных колебаний. Для высших форм вне этого диапазона, модальный коэффициент диссипации должен быть равен коэффициенту диссипации суперструктуры, заземленной в основании.

(4) В тех случаях, когда эффективная жесткость или эффективное демпфирование отдельных сейсмоизолирующих элементов зависят от расчетного перемещения  $d_{dc}$ , следует применять итерационную процедуру до тех пор, пока разница между принятым и расчетным значениями не достигнет 5 % от принятого значения.

(5) Свойства системы сейсмоизоляции можно рассматривать как некоторый эквивалент линейным свойствам, если выполняются все следующие условия:

а) эффективная жесткость системы сейсмоизоляции, как определено в (2) этого подраздела, составляет не менее 50 % эффективной жесткости при перемещении  $0,2d_{dc}$ ;

б) коэффициент эффективного демпфирования системы сейсмоизоляции, как определено в (3) этого подраздела, не превышает 30 %;

в) характеристики диаграммы «сила-перемещение» системы сейсмоизоляции не изменяется более чем на 10 % при изменении скорости нагружения или в результате действия вертикальных нагрузок;

г) увеличение восстанавливающей силы в системе сейсмоизоляции для перемещений в пределах между  $0,5d_{dc}$  и  $d_{dc}$  составляет не меньше 2,5 % от общей гравитационной нагрузки над системой сейсмоизоляции.

(6) Если свойства системы сейсмоизоляции рассматриваются как эквивалентные линейным свойствам, и сейсмическое воздействие определяется с помощью упругого спектра согласно 10.6(2), то корректировку диссипации следует осуществлять согласно 3.2.2.2(3).

### 10.9.3 Упрощенный линейный расчет

(1) В методе упрощенного линейного расчета рассматриваются два горизонтальных динамических поступательных движения, на которые накладываются статические эффекты от кручения. Метод предполагает, что суперструктура является жестким недеформируемым телом, расположенным над системой сейсмоизоляции, подчиняющейся условиям (2) и (3) этого подраздела. В этом случае эффективный период поступательных движений определяется из Выражения:

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{\text{eff}}}}, \quad (10.1)$$

где

$M$  – масса суперструктуры;

$K_{\text{eff}}$  – эффективная горизонтальная жесткость системы сейсмоизоляции, определяемая по 10.9.2(2).

(2) При оценке эффективной горизонтальной жесткости и применении упрощенного линейного расчета, можно пренебречь влиянием кручения относительно вертикальной оси, если в каждом из двух главных горизонтальных направлений общий эксцентриситет (включая случайный эксцентриситет) между центром жесткости системы сейсмоизоляции и вертикальной проекцией центра масс суперструктуры не превышает 7,5 % её длины в направлении, являющемся поперечным к рассматриваемому горизонтальному направлению. Это является необходимым условием применения упрощенного линейного метода.

(3) Упрощенный метод можно применять к системам сейсмоизоляции с эквивалентными линейными демпфирующими свойствами, если они отвечают всем следующим условиям:

а) расстояние от строительной площадки до ближайшего потенциально опасного разлома с магнитудой  $M_S \geq 6,5$  больше 15 км;

б) наибольший размер в плане суперструктуры не превышает 50 м;

с) субструктура является достаточно жесткой для того, чтобы свести к минимуму влияние несинхронных перемещений грунта;

д) все сейсмоизолирующие устройства расположены выше субструктуры, которая воспринимает вертикальные нагрузки;

е) эффективный период колебаний  $T_{\text{eff}}$  удовлетворяет следующему условию:

$$3T_f \leq T_{\text{eff}} \leq 3 \text{ с}, \quad (10.2)$$

где  $T_f$  – является периодом основного тона колебаний сейсмоизолированной суперструктуры в предположении её жесткого защемления в основании (определенным по упрощенному выражению).

(4) В зданиях, в дополнение к (3) этого подраздела, должны быть удовлетворены все следующие условия для упрощенного метода, применяемого к системам сейсмоизоляции с эквивалентным линейным демпфированием:

а) система суперструктуры, воспринимающая горизонтальные нагрузки, должна быть регулярной, симметричной и расположенной вдоль двух главных осей сооружения в плане;

б) качательными колебаниями субструктуры в основании можно пренебречь;

с) соотношение между вертикальной и горизонтальной жесткостями системы сейсмоизоляции должно подчиняться следующему Выражению:

$$\frac{K_v}{K_{\text{eff}}} \geq 150. \quad (10.3)$$

д) период основного тона вертикальных колебаний  $T_v$  должен быть не более 0,1 с,

где



$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_v}}. \quad (10.4)$$

(5) Перемещение центра жесткости при сейсмическом воздействии должно вычисляться в каждом горизонтальном направлении по следующему Выражению:

$$d_{dc} = \frac{M S_e(T_{eff}, \xi_{eff})}{K_{eff,min}}, \quad (10.5)$$

где  $S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$  – спектральное ускорение, определенное в 3.2.2.2 с учётом соответствующего значения эффективного демпфирования  $\xi_{eff}$  в соответствии с 10.9.2(3).

(6) Горизонтальные силы, приложенные в каждом уровне суперструктуры, должны быть вычислены в каждом горизонтальном направлении по следующему Выражению:

$$f_j = m_j S_e(T_{eff}, \xi_{eff}), \quad (10.6)$$

где  $m_j$  – является сосредоточенной массой в уровне  $j$ .

(7) Система сил, рассмотренная в (6), вызывает эффекты кручения из-за сочетания естественных и случайных эксцентриситетов.

(8) Если условие в (2) этого подраздела, для исключения эффектов кручения относительно вертикальной оси, выполняется, то влияние кручения в отдельном сейсмоизолирующем устройстве может быть рассчитано путём умножения полученных в каждом направлении результатов, определенных в (5) и (6), на коэффициент  $\delta_i$ , определяемый заданный Выражением (для действия по направлению  $x$ ):

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{tot,y}^2}{r_y^2} y_i, \quad (10.7)$$

где

$y$  – горизонтальное направление, поперечное к рассматриваемому направлению  $x$ ;

$(x_i, y_i)$  – координаты сейсмоизолирующего элемента  $i$  относительно центра эффективной жесткости;

$e_{tot,y}$  – общий эксцентриситет по направлению  $y$ ;

$r_y$  – радиус кручения системы сейсмоизоляции в направлении  $y$ , который определяется следующим Выражением:

$$r_y^2 = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{xi}, \quad (10.8)$$

$K_{xi}$  и  $K_{yi}$  – являются эффективными жесткостями элемента  $i$  в направлениях  $x$  и  $y$ , соответственно.

(9) Эффекты кручения в суперструктуре должны оцениваться согласно 4.3.3.2.4.

#### **10.9.4 Модальный упрощенный линейный расчет**

(1) Если поведение устройств может рассматриваться как эквивалентное линейное, но не выполняется любое из условий 10.9.3(2), (3) или если не применимо (4), то может быть выполнен модальный расчет, соответствующий 4.3.3.3.

(2) Если все условия 10.9.3(3) выполняются и если применимо (4), то может быть использован упрощенный расчет, в котором горизонтальные перемещения и повороты вокруг вертикальной оси рассматриваются в предположении, что субструктуры и суперструктуры зданий работают как жесткие тела. В этом случае при расчете должен учитываться общий эксцентриситет массы суперструктуры (включая случайный эксцентриситет согласно 4.3.2(1)P). Перемещения в каждой точке сооружения должны быть вычислены путем комбинирования поступательных и крутильных перемещений. Это относится исключительно к оценке эффективной жесткости каждого сейсмоизолирующего элемента. Инерционные силы и моменты должны учитываться при проверке сейсмоизолирующих элементов, а также субструктур и суперструктур сооружения.

#### **10.9.5 Расчет во временной области**

(1)P Если система сейсмоизоляции не может быть представлена в виде эквивалентной линейной модели (т.е. если условия в 10.9.2(5) не выполняются), то сейсмическая реакция сооружения должна быть оценена с помощью записей сейсмических колебаний грунтов во времени, используя установленные закономерности, позволяющие адекватно воспроизводить поведение системы в диапазоне деформаций и скоростей, ожидаемых в сейсмической расчетной ситуации.

#### **10.9.6 Неконструктивные элементы**

(1)P Расчет неконструктивных элементов должен быть выполнен согласно 4.3.5 с обязательным рассмотрением динамических эффектов сейсмоизоляции (см. 4.3.5.1(2) и (3)).

### **10.10 Проверки безопасности в критическом предельном состоянии (ULS)**

(1)P Субструктура должна быть проверена на воздействие сил инерции, непосредственно приложенных к ней, а также на силы и моменты, переданные ей системой сейсмоизоляции.

(2)P Критические предельные состояния субструктуры и суперструктуры необходимо проверить, используя значения  $\gamma_M$ , определенные в соответствующих разделах этого Еврокода.

(3)P Проверки безопасности, относящиеся к равновесию и сопротивляемости субструктуры и суперструктуры, следует выполнять в соответствии с 4.4. В этом случае нет необходимости соблюдать требования проектирования по предельной несущей способности и условия общей или локальной пластичности.

(4) В зданиях конструктивные элементы субструктуры и суперструктуры могут быть запроектированы как недиссипативные системы. Для бетонных, стальных или сталежелезобетонных зданий может быть принят класс пластичности L (низкий) и, соответственно, применены положения 5.3, 6.1.2(2)Р, (3) и (4) или 7.1.2(2)Р и (3).

(5) В зданиях условия сопротивляемости конструктивных элементов суперструктуры могут быть удовлетворены, принимая в расчет сейсмическое воздействие, разделенное на коэффициент поведения не более чем 1,5.

(6)Р Принимая во внимание возможную потерю устойчивости устройств и использование национально назначенных значений  $\gamma_m$ , сопротивляемость системы сейсмоизоляции должна быть оценена с учётом коэффициента  $\gamma_x$ , определенного в 10.3(2)Р.

(7) В соответствии с типом рассматриваемого устройства, сопротивляемость сейсмоизолирующих элементов должна быть оценена в критическом предельном состоянии с нижеследующих позиций:

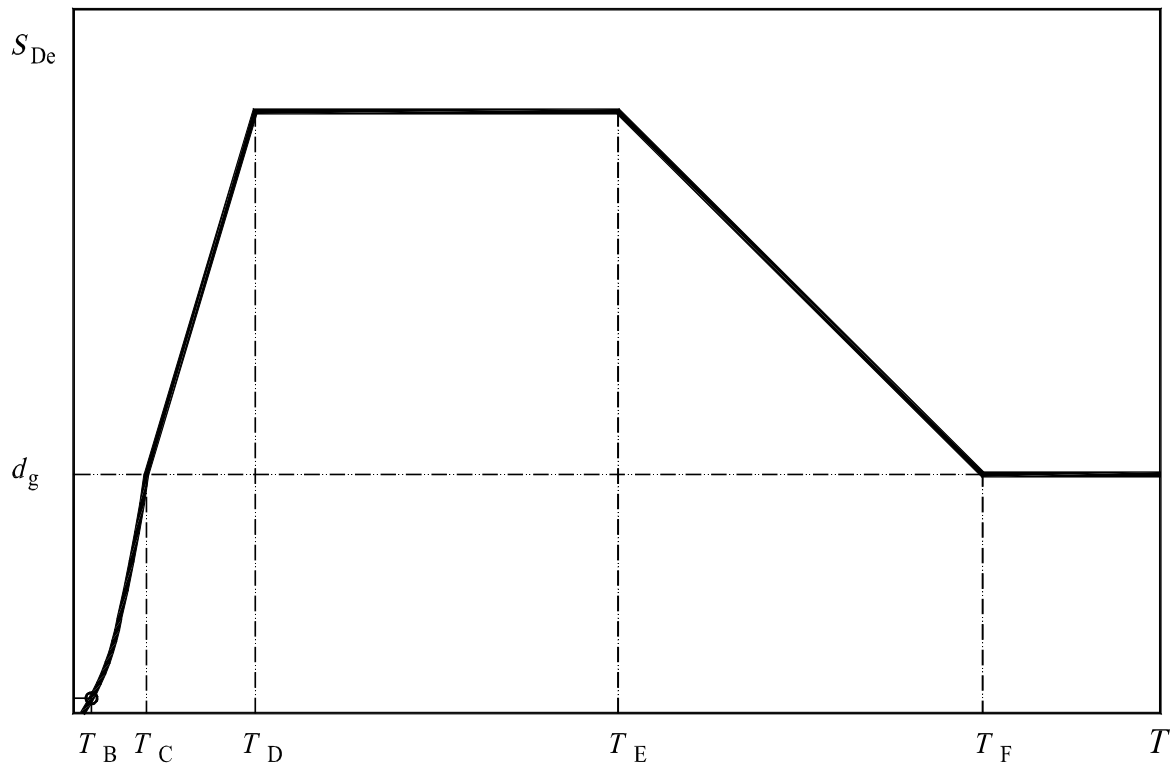
а) силы, принимая во внимание максимально возможные вертикальные и горизонтальные силы в сейсмической расчетной ситуации, включая эффекты опрокидывания;

б) общего относительного горизонтального смещения между нижней и верхней поверхностями сейсмоизолирующего слоя. Общее горизонтальное смещение должно включать деформацию, вызванную расчетным сейсмическим воздействием и эффекты, связанные с последствиями усадки, ползучести, температурных воздействий и натяжения арматуры (если суперструктура предварительно напряженная).

**Приложение А**  
(информационное)

**Спектр упругих реакций в перемещениях**

А.1 Для сооружений с длинными периодами колебаний сейсмическое воздействие может быть представлено в форме спектра реакций в перемещениях  $S_{De}(T)$ , показанного на Рисунке А.1.



**Рисунок А.1 – Спектр упругих реакций в перемещениях**

А.2 Вплоть до контрольного периода  $T_E$  ординаты спектра получаются из Выражений (3.1) – (3.4), преобразуя  $S_e(T)$  в  $S_{De}(T)$  через Выражение (3.7). Для периодов колебаний за пределами  $T_E$  ординаты спектра упругих реакций в перемещениях следует определять из Выражений (А.1) и (А.2):

$$T_E \leq T \leq T_F : S_{De}(T) = 0.025a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \left[ 2,5\eta + \left( \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right) (1 - 2,5\eta) \right], \quad (\text{А.1})$$

$$T \geq T_F : S_{De}(T) = d_g, \quad (\text{А.2})$$

где  $S$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  – даны в Таблицах 3.2 и 3.3;  $\eta$  задается Выражением (3.6), а  $d_g$  задается Выражением (3.12). Контрольные периоды  $T_E$  и  $T_F$  представлены в Таблице А.1.

**Таблица А.1 – Дополнительные контрольные периоды для спектра реакций  
в перемещениях Типа 1**

<b>Типы грунтовых условий</b>	<b><math>T_E</math>, с</b>	<b><math>T_F</math>, с</b>
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C	6,0	10,0
D	6,0	10,0
E	6,0	10,0

**Приложение В**  
(информационное)

**Определение целевого перемещения для простого (Pushover) нелинейного статического расчета (выполняемого с учетом последовательности разрушения элементов сооружения)**

**В.1 Общие положения**

Целевое перемещение определяется из спектра упругих реакций (см. 3.2.2.2). Кривая несущей способности, характеризующая взаимосвязь между поперечной силой в основании сооружения и перемещением контрольной точки, определяется в соответствии с 4.3.3.4.2.3.

Принимается следующее соотношение между нормализованными поперечными силами  $\bar{F}_i$  и нормализованными перемещениями  $\Phi_i$ :

$$\bar{F}_i = m_i \Phi_i, \quad (\text{B.1})$$

где  $m_i$  – масса  $i$ -го этажа.

Перемещения нормализуются таким образом, что  $\Phi_n = 1$ , где  $n$  является контрольной точкой (обычно,  $n$  принимается в уровне покрытия). Следовательно  $\bar{F}_n = m_n$ .

**В.2 Преобразование в эквивалентную систему с одной степенью свободы (ОСС)**

Масса эквивалентной системы ОСС  $m^*$  определяется так:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i^2 = \sum \bar{F}_i, \quad (\text{B.2})$$

а коэффициент преобразования  $\Gamma$  определяется Выражением:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left( \frac{F_i^2}{m_i} \right)}. \quad (\text{B.3})$$

Сила  $F^*$  и перемещение  $d^*$  эквивалентной системы ОСС вычисляются следующим образом:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}, \quad (\text{B.4})$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma}, \quad (\text{B.5})$$

где  $F_b$  и  $d_n$  – являются, соответственно, поперечной силой в основании и перемещением контрольной точки системы со многими степенями свободы (МСС).

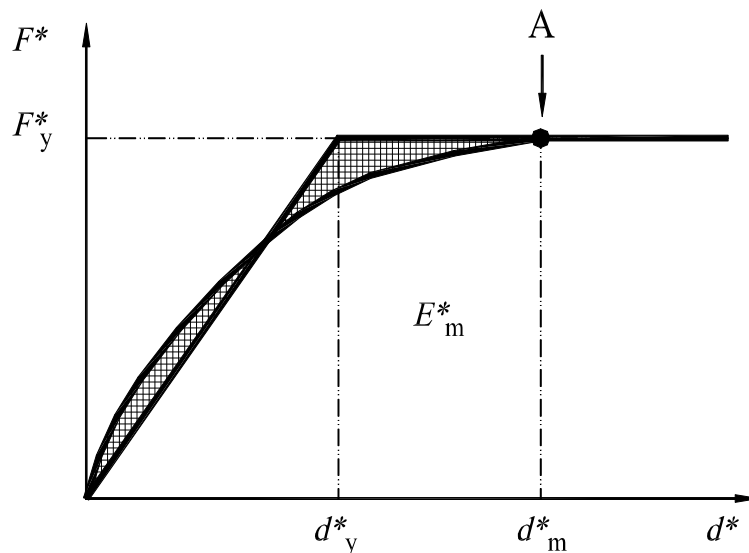
### В.3 Определение идеализированной идеально-упруго-пластической диаграммы сила–перемещение

Сила  $F_y^*$ , характеризующая предельную прочность идеализированной системы при пластическом деформировании, равна поперечной силе в основании при формировании механизма пластичности. Первоначальная жесткость идеализированной системы определяется таким образом, чтобы площади под действительной и идеализированной диаграммами «сила–перемещение» были равны между собой (см. Рисунок В.1).

Основанные на этом допущении пластические перемещения  $d_y^*$  идеализированной системы ОСС определяются из Выражения:

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right), \quad (\text{В.6})$$

где  $E_m^*$  – является фактической энергией деформации до формирования пластического механизма.



**Обозначения:**

A – пластический механизм.

**Рисунок В.1 – Определение «идеализированной идеально-упруго-пластической диаграммы сила – перемещение»**

### В.4 Определение периода колебаний идеализированной эквивалентной системы ОСС

Период  $T^*$  идеализированной эквивалентной системы ОСС определяется из Выражения:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}. \quad (\text{В.7})$$

## В.5 Определение целевого перемещения для эквивалентной системы ОСС

Целевое перемещение сооружения с периодом колебаний  $T^*$  и неограниченным упругим поведением определяется из Выражения:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2, \quad (B.8)$$

где  $S_e(T^*)$  – является упругой реакцией в ускорениях, определенной по спектру реакций на периоде  $T^*$ .

При определении целевого перемещения  $d_t^*$  для сооружений с короткими периодами колебаний и для сооружений со средними и длинными периодами колебаний, должны применяться разные формулы, приведенные ниже. Граничное значение между короткими и средними периодами соответствует периоду  $T_C$  (см. Рисунок 3.1 и Таблицы 3.2 и 3.3).

а)  $T^* < T_C$  (диапазон коротких периодов)

Если  $F_y^* / m^* \geq S_e(T^*)$ , то реакция сооружения считается упругой и тогда:

$$d_t^* = d_{et}^*. \quad (B.9)$$

Если  $F_y^* / m^* < S_e(T^*)$ , то реакция сооружения является нелинейной и:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^*, \quad (B.10)$$

где  $q_u$  – есть соотношение между ускорением в сооружении с неограниченным упругим поведением  $S_e(T^*)$  и в сооружении с ограниченным сопротивлением  $F_y^* / m^*$ :

$$q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*}. \quad (B.11)$$

$d_t^*$  не должно превышать  $3 d_{et}^*$ .

б)  $T^* \geq T_C$  (диапазон средних и длинных периодов)

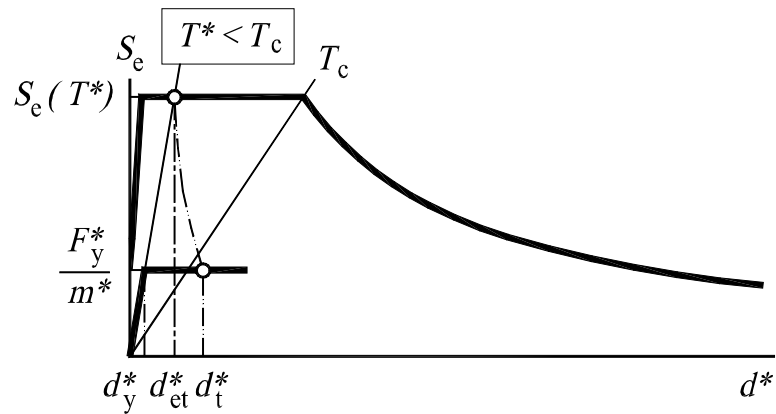
$$d_t^* = d_{et}^*. \quad (B.12)$$

Соотношения между различными показателями можно увидеть на Рисунках В.2 а) и б). Рисунки выполнены в форме графиков «ускорение–перемещение». Период  $T^*$  отображается радиальной линией из начала координатной системы к некоторой точке в спектре упругих реакций, определяемой координатами  $d_{et}^* = S_e(T^*) (T^*/2\pi)^2$  и  $S_e(T^*)$ .

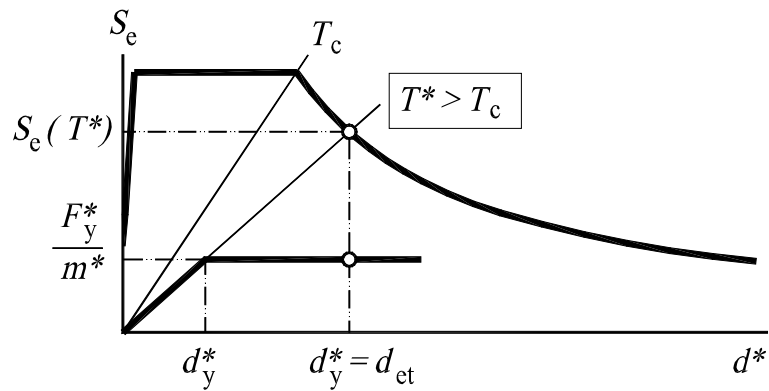
### Процедура итерации (необязательная)

Если целевое перемещение  $d_t^*$ , определенное на 4-м шаге (пункт В.5), намного отличается от перемещения  $d_m^*$  (Рисунок В.1), которые применяются для определения идеализированной идеально-упруго-пластической диаграммы «сила-перемещение» на 2-м шаге (пункт В.3), то может быть применена процедура итерации, в которой шаги от 2 до 4 повторяются, используя на 2-ом шаге характеристику перемещений  $d_t^*$  (и соответственно  $F_y^*$ ) вместо перемещения  $d_m^*$ .





а) Диапазон коротких периодов



б) Диапазон средних и длинных периодов

Рисунок В.2 – Определение целевых перемещений для эквивалентной системы ОСС

### В.6 Определение целевых перемещений для системы МСС

Целевые перемещения системы МСС определяются из Выражения:

$$d_t = \Gamma d_t^* . \quad (B.13)$$

Целевые перемещения соответствуют контрольной точке.

**Приложение С**  
*(обязательное)*

**Проектирование плиты со сталежелезобетонными балками в соединениях балка-колонна в моментных рамных каркасах**

**С.1 Общие положения**

(1) Настоящее приложение распространяется на проектирование плит с Т-образными сталежелезобетонными балками в местах соединений балок со стальными колоннами моментных рамных каркасов.

(2) Положения настоящего приложения разработаны и экспериментально проверены применительно к сталежелезобетонным моментным рамным каркасам с жесткими соединениями и пластическими шарнирами, формирующимися в балках. Положения данного приложения не были подтверждены для случаев соединений с частичным сопротивлением, в которых деформации являются в большей степени локализованными в соединениях.

(3) Пластические шарниры на концах балок в сталежелезобетонных моментных рамах должны быть податливыми. Согласно этому приложению должны быть выполнены два условия, гарантирующих достижение высокой пластичности при изгибе:

- необходимо избегать преждевременной потери устойчивости стального профиля;
- необходимо избегать преждевременного разрушения бетона плиты.

(4) Первое условие накладывает ограничения на верхний предел площади поперечного сечения  $A_s$  продольного армирования в пределах эффективной ширины плиты. Второе условие накладывает ограничения на нижний предел площади поперечного сечения  $A_T$  поперечного армирования перед колонной.

**С.2 Правила для предотвращения преждевременной потери устойчивости стального профиля**

(1) Применяется пункт 7.6.1(4).

**С.3 Правила для предотвращения преждевременного разрушения бетона**

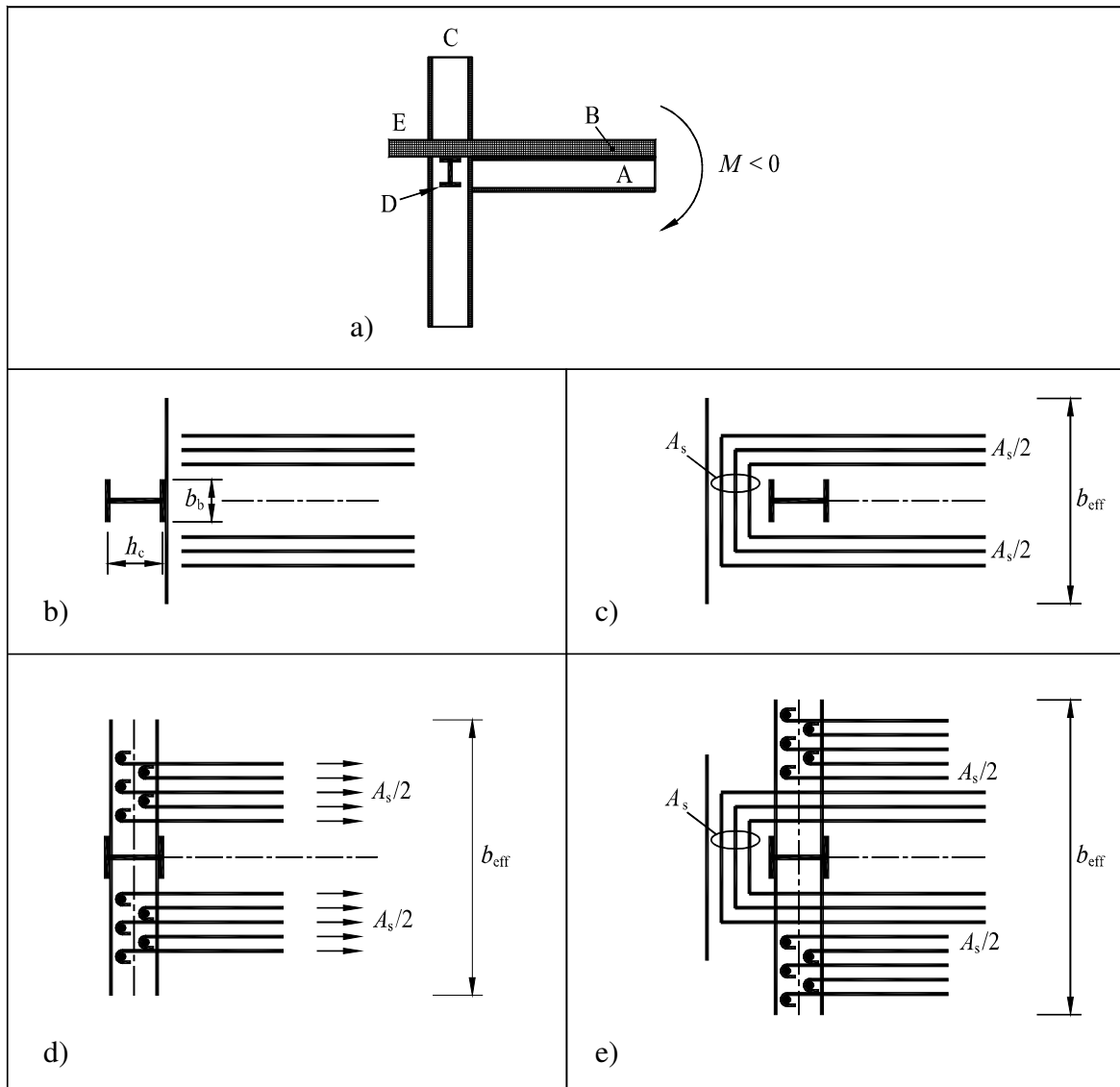
**С.3.1 Наружная колонна – Изгиб колонны в направлении, перпендикулярном к фасаду; приложенный к балке изгибающий момент отрицательный:  $M < 0$**

**С.3.1.1 Стальная фасадная балка отсутствует; краевая бетонная консольная полоса отсутствует (Рисунок С.1 b))**

(1) При отсутствии фасадной стальной балки и краевой бетонной консольной полосы, предельный момент в соединении должен приниматься как пластический момент сопротивления только стальной балки.

**С.3.1.2 Стальная фасадная балка отсутствует; краевая бетонная консольная полоса присутствует (Рисунок С.1 с))**

(1) При наличии бетонной консольной краевой полосы и отсутствии стальной фасадной балки для определения предельного момента в соединении применяется EN 1994-1-1:2004.



**Обозначения:**

- а) вертикальное сечение (вид сбоку);
- б) стальная фасадная балка отсутствует; краевая бетонная консольная полоса отсутствует – см. С.3.1.1;
- с) стальная фасадная балка отсутствует; краевая бетонная консольная полоса присутствует – см. С.3.1.2;
- д) стальная фасадная балка присутствует; бетонная консольная краевая полоса отсутствует – см. С.3.1.3;
- е) стальная фасадная балка и бетонная консольная краевая полоса присутствуют – см. С.3.1.4;
- А – основная балка;
- В – плита;
- С – наружная колонна;
- Д – фасадная стальная балка;
- Е – бетонная консольная краевая полоса.

**Рисунок С.1 – Конфигурации внешних соединений сталежелезобетонной балки к колонне при отрицательном изгибающем моменте в направлении, перпендикулярном к фасаду**

**С.3.1.3 Фасадная стальная балка присутствует; плита, распространяющаяся до наружной поверхности колонны, отсутствует; бетонная консольная краевая полоса отсутствует (Рисунок С.1 d))**

(1) При наличии фасадной стальной балки и отсутствии бетонной консольной краевой полосы предельный момент в соединении может определяться с учетом вклада, обеспечиваемого армированием плиты, удовлетворяющим требованиям (2) – (7) данного подраздела.

(2) Арматурные стержни плиты должны быть надежно закреплены к работающим на сдвиг соединительным элементам, предусмотренным в стальной балке.

(3) Фасадная стальная балка должна быть жестко закреплена к колонне.

(4)Р Площадь поперечного сечения арматуры,  $A_s$ , должна быть такой, чтобы пластические деформации арматурной стали имели место прежде, чем отказ соединительных элементов и фасадных балок.

(5)Р Площадь поперечного сечения арматурной стали  $A_s$ , и соединительные элементы должны быть размещены на ширине равной эффективной ширине, определенной в 7.6.3 и Таблице 7.5 II.

(6) Соединительные элементы должны быть такими, чтобы:

$$n \cdot P_{Rd} \geq 1,1 F_{Rds}, \quad (C.1)$$

где

$n$  – количество соединительных элементов на эффективной ширине;

$P_{Rd}$  – расчетное сопротивление одного соединительного элемента;

$F_{Rds}$  – расчетное сопротивление арматурных стержней, находящихся в пределах эффективной ширины:  $F_{Rds} = A_s f_{yd}$ ;

$f_{yd}$  – расчетный предел текучести арматуры плиты.

(7) Фасадная стальная балка должна быть проверена на изгиб, сдвиг и кручение при горизонтальной силе  $F_{Rds}$ , приложенной к соединительным элементам.

**С.3.1.4 Присутствуют и фасадная стальная балка и бетонная консольная краевая полоса (Рисунок С.1 e))**

(1) При наличии фасадной стальной балки и бетонной консольной краевой полосы предельный момент в соединении может учитывать вклад от: (a) – силы, передаваемой через фасадную стальную балку, как описано в С.3.1.3 (см. (2) этого подраздела) и (b) – силы, передаваемой через механизм, описанный в EN 1994-1-1:2004 (см. (3) этого подраздела).

(2) Часть несущей способности, которая обусловлена площадью поперечного сечения арматурных стержней, закрепленных в стальной балке поперечной фасаду, может быть рассчитана в соответствии с С.3.1.3, при условии, что удовлетворяются требования (2) – (7) из С.3.1.3.

(3) Часть несущей способности, которая обусловлена площадью поперечного сечения арматурных стержней, закрепленных в пределах бетонной консольной краевой полосы, может быть рассчитана в соответствии с С.3.1.2.

**С.3.2 Внешняя колонна – Изгиб колонны в направлении, перпендикулярном к фасаду; приложенный к балке изгибающий момент положительный:  $M > 0$**

**С.3.2.1 Стальная фасадная балка отсутствует; плита распространяется вплоть до внутренней поверхности колонны (Рисунок С.2 b) и c))**

(1) В тех случаях, когда бетонная плита ограничивается внутренней поверхностью колонны, предельный момент в соединении можно вычислить исходя из передачи усилий за счет непосредственного сжатия бетона на полке колонны. Эту предельную нагрузку можно определить из усилия сжатия, рассчитанного в соответствии с (2) этого подраздела, при условии, что ограничивающее армирование в плите удовлетворяет (4) этого подраздела.

(2) Максимальное значение силы, передаваемой плитой, может быть принято как:

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd}, \quad (C.2)$$

где

$d_{eff}$  – полная высота плиты в случае сплошных плит или толщина плиты над ребрами профилированного листа для сталежелезобетонных плит;

$b_b$  – ширина опирания бетонной плиты на колонну (см. Рисунок 7.7).

(3) Ограничивание бетона рядом с полкой колонны является необходимым. Площадь поперечного сечения ограничивающего армирования должна удовлетворять нижеследующему Выражению:

$$A_T \geq 0,25 d_{eff} b_b \frac{0,15l - b_b}{0,15l} \frac{f_{cd}}{f_{yd,T}}, \quad (C.3)$$

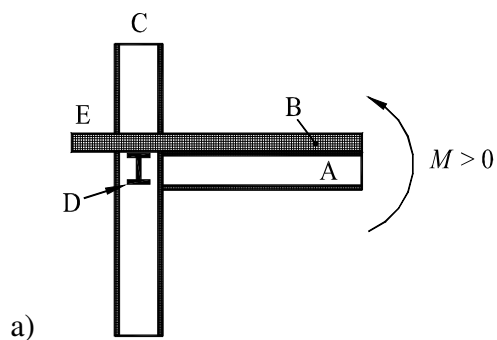
где

$l$  – пролет балки, как это определено в 7.6.3(3) и Рисунке 7.7;

$f_{yd,T}$  – расчетный предел текучести поперечной арматуры в плите.

Площадь  $A_T$  поперечного сечения этой арматуры должна быть равномерно распределена по длине балки равной  $b_b$ . Расстояние до первого арматурного стержня от полки колонны не должно превышать 30 мм.

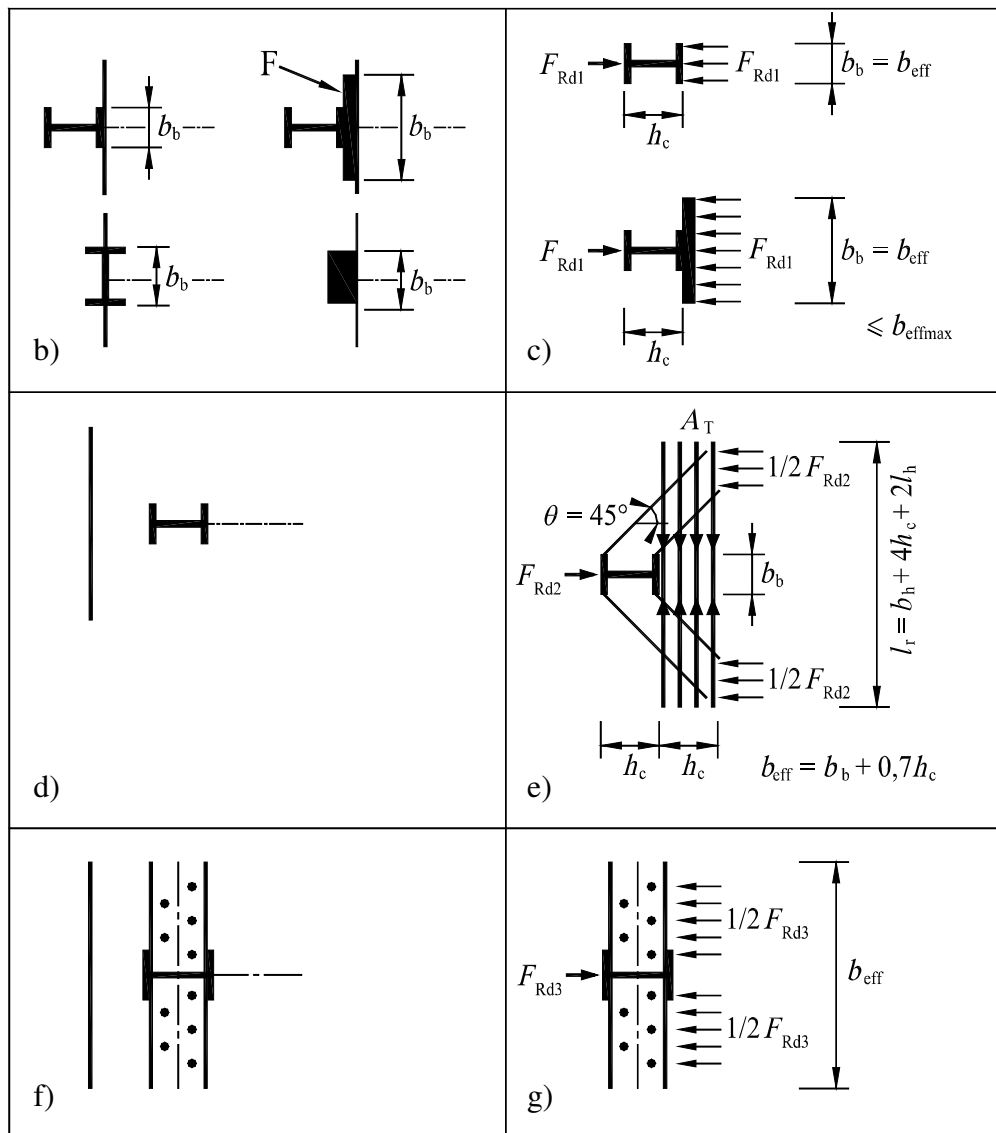
(4) Площадь  $A_T$  поперечного сечения арматуры, определенная в (3), может быть частично или полностью обеспечиваться арматурными стержнями, предусмотренными для других целей, например, для сопротивления изгибу плиты.



**Обозначения:**

- а) – вертикальное сечение (вид сбоку);
- А – основная балка;
- В – плита;
- С – внешняя колонна;
- Д – фасадная стальная балка;
- Е – бетонная консольная краевая полоса.

**Рисунок С.2 – Конфигурации внешних соединений сталежелезобетонных балок и колонн при положительных изгибающих моментах в направлении, перпендикулярном к фасаду, и возможная передача сил плитой**



**Обозначения:**

- b) – отсутствуют бетонная консольная краевая полоса и стальная фасадная балка – см. С.3.2.1;
- c) – механизм 1;
- d) – плита, распространяется до внешней наружной поверхности колонны или за ее пределы как бетонная консольная краевая полоса; стальная фасадная балка отсутствует – см. С.3.2.2;
- e) – механизм 2;
- f) – плита, распространяется до внешней наружной поверхности колонны или за ее пределы, как бетонная консольная краевая полоса; фасадная стальная балка присутствует – см. С.3.2.3;
- g) – механизм 3;
- F – дополнительное устройство жесткого закрепления к колонне на опоре.

**Рисунок С.2 (продолжение) – Конфигурации внешних соединений сталежелезобетонных балок и колонн при положительном изгибающем моменте в направлении, перпендикулярном к фасаду, и возможная передача сил плитой**

**С.3.2.2 Стальная фасадная балка отсутствует; плита распространяется до внешней наружной поверхности колонны или за ее пределы, как бетонная консольная краевая полоса (Рисунок С.2 с), d) и e))**

(1) При отсутствии фасадной стальной балки предельный момент в соединении может быть вычислен исходя из сжимающей силы, возникающей при комбинации двух механизмов:

механизм 1: непосредственное сжатие колонны. Расчетное значение силы, передаваемой посредством этого механизма, не должно превышать значения, определенного следующим Выражением:

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd} . \quad (C.4)$$

механизм 2: сжатые бетонные распорки наклонные к боковым сторонам колонны. Если угол наклона равен  $45^\circ$ , то расчетное значение силы, которое передается с помощью этого механизма, не должно превышать значения, определенного по следующему Выражению:

$$F_{Rd2} = 0,7 h_c d_{eff} f_{cd} , \quad (C.5)$$

где  $h_c$  – это высота поперечного сечения стального профиля колонны.

(2) Общая площадь,  $A_T$ , поперечного сечения стальной связи растяжения должна удовлетворять следующему Выражению (см. Рисунок С.2 e)):

$$A_T \geq 0,5 \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}} . \quad (C.6)$$

(3) Площадь арматуры,  $A_T$ , должна распределяться по длине балки, равной  $h_c$ , и должна быть полностью заанкерена. Требуемая длина арматурных стержней определяется из Выражения:  $L = b_b + 4h_c + 2l_b$ , где  $l_b$  является длиной анкеровки этих стержней в соответствии с EN 1992-1-1:2004.

(4) Предельный момент в соединении может быть вычислен из расчетного значения максимальной сжимающей силы, которая может передаваться:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = b_{eff} d_{eff} f_{cd} , \quad (C.7)$$

где  $b_{eff}$  – это эффективная ширина плиты в соединении, как следует из 7.6.3 и Таблицы 7.5 II. В этом случае,  $b_{eff} = 0,7h_c + b_b$ .

**С.3.2.3 Фасадная стальная балка присутствует; плита распространяется до наружной поверхности колонны или за ее пределы, как бетонная консольная краевая полоса (Рисунок С.2 с), e), f) и g))**

(1) При наличии фасадной стальной балки в процессе сжатия реализуется третий механизм передачи усилия  $F_{Rd3}$  с участием фасадной стальной балки:

$$F_{Rd3} = n \cdot P_{Rd} , \quad (C.8)$$



где

$n$  – количество соединительных элементов в пределах эффективной ширины, рассчитанной из 7.6.3 и Таблицы 7.5 II;

$P_{Rd}$  – расчетное сопротивление одного соединительного элемента.

(2) Применяется 3.2.2.

(3) Расчетная величина максимальной сжимающей силы, которая может передаваться, равна  $b_{eff} d_{eff} f_{cd}$ . Передача происходит, если удовлетворяется следующее условие:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} > b_{eff} d_{eff} f_{cd} . \quad (C.9)$$

«Полный» пластический комбинированный момент сопротивления достигается путем выбора количества  $n$  соединительных элементов таким образом, чтобы достигнуть адекватной силы  $F_{Rd3}$ . Максимальная эффективная ширина соответствует  $b_{eff}$ , определяемой в 7.6.3 и Таблице 7.5 II. В данном случае,  $b_{eff} = 0,15l$ .

### С.3.3 Внутренняя колонна

#### С.3.3.1 Поперечная балка отсутствует (Рисунок С.3 b) и c))

(1) При отсутствии поперечной балки предельный момент в соединении может быть вычислен исходя из сжимающей силы, возникающей при комбинации следующих двух механизмов:

механизм 1: непосредственное сжатие колонны. Расчетное значение силы, передаваемой посредством этого механизма, не должно превышать значения, определяемого следующим Выражением:

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd} . \quad (C.10)$$

механизм 2: сжатые бетонные распорки наклонены к боковым граням колонны под  $45^\circ$ . Расчетное значение силы, передаваемой посредством этого механизма, не должно превышать значение, определяемого следующим Выражением:

$$F_{Rd2} = 0,7h_c d_{eff} f_{cd} . \quad (C.11)$$

(2) Площадь поперечного сечения,  $A_T$ , связи растяжения, необходимая для развития механизма 2, должна удовлетворять следующему Выражению:

$$A_T \geq 0,5 \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}} . \quad (C.12)$$

(3) Такая же площадь поперечного сечения,  $A_T$ , для учета перемены знака изгибающих моментов, должна располагаться с каждой стороны колонны.

(4) Расчетное значение сжимающей силы, возникающей в результате комбинации двух механизмов, составляет:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = (0,7h_c + b_b) d_{eff} f_{cd} . \quad (C.13)$$

(5) Общий эффект воздействия, возникающий в плите из-за действия изгибающих моментов на противоположных сторонах колонны и передаваемый колонне посредством комбинации механизмов 1 и 2, представляет собой сумму растягивающей силы  $F_{st}$  в арматурных стержнях параллельных балке со стороны колонны, где момент является отрицательным, и сжимающей силы  $F_{sc}$  в бетоне со стороны колонны, где момент является положительным:

$$F_{st} + F_{sc} = A_s f_{yd} + b_{eff} d_{eff} f_{cd}, \quad (C.14)$$

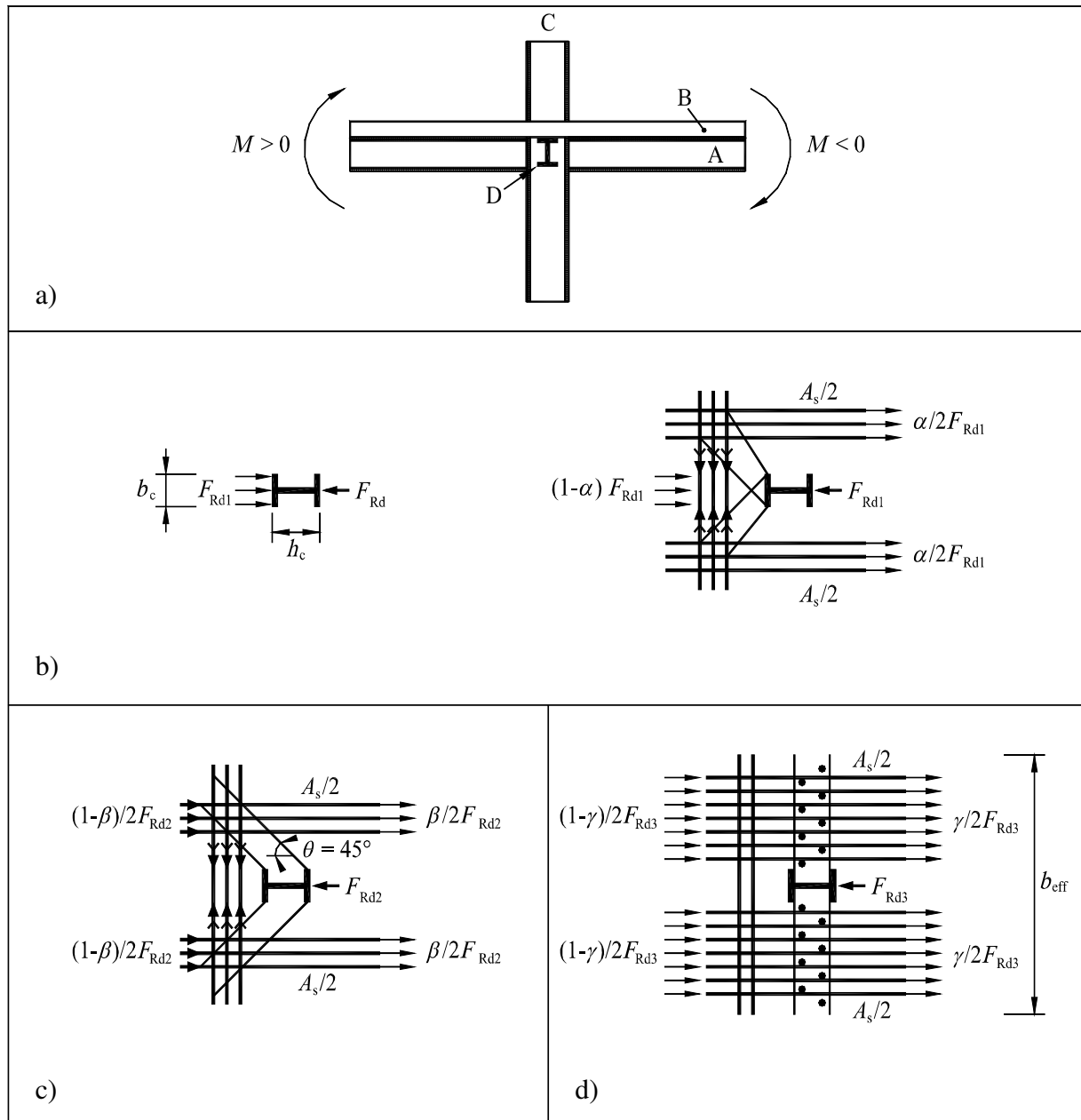
где

$A_s$  – площадь поперечного сечения стержней арматуры в пределах эффективной ширины при отрицательном изгибе,  $b_{eff}$ , как определено в 7.6.3 и Таблице 7.5 II;  
 $b_{eff}$  – эффективная ширина при положительном изгибе, определенная в соответствии с 7.6.3 и Таблицей 7.5 II. В этом случае,  $b_{eff} = 0,15 l$ .

(6) Для достижения пластических деформаций в нижней полке стального профиля без разрушения бетона в плите, должно выполняться следующее условие:

$$1,2(F_{sc} + F_{st}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2}. \quad (C.15)$$

Если вышеуказанное условие не выполняется, то способность соединения передавать усилия от плиты к колонне должна быть увеличена либо наличием поперечной балки (см. С.3.3.2), либо увеличением непосредственного сжатия бетона на колонне с помощью дополнительных устройств (см. С.3.2.1).



**Обозначения:**

- (a) – вертикальное сечение (вид сбоку);
- (b) – механизм 1;
- (c) – механизм 2;
- (d) – механизм 3;
- A – основная балка;
- B – плита;
- C – внутренняя колонна;
- D – поперечная балка.

**Рисунок С.3 – Возможная схема передачи сил от плиты во внутренних соединениях сталежелезобетонных балок и колонн при наличии и отсутствии поперечной балки, при положительном изгибающем моменте на одной стороне и отрицательном изгибающем моменте на другой стороне**

### С.3.3.2 Поперечная балка присутствует (Рисунок С.3 d))

(1) При наличии поперечной балки реализуется третий механизм передачи силы  $F_{Rd3}$ , с участием поперечной стальной балки:

$$F_{Rd3} = n P_{Rd}, \quad (C.16)$$

где

$n$  – количество соединительных элементов в пределах эффективной ширины, вычисляемое с использованием 7.6.3 и Таблицы 7.5 II;

$P_{Rd}$  – это расчетное сопротивление одного соединительного элемента.

(2) Для связей растяжения применяется С.3.3.1(2).

(3) Расчетная величина сжимающей силы, развивающейся при комбинации трех механизмов, составляет:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} = (0,7h_c + b_b) d_{eff} f_{cd} + n P_{Rd}, \quad (C.17)$$

где

$n$  – количество соединительных элементов в пределах  $b_{eff}$  при отрицательном или при положительном моменте, как дано в 7.6.3 и Таблице 7.5 II, в зависимости от того, какая из двух балок, равно закрепленных в колонне, является большей.

(4) Для вычисления суммарного эффекта воздействия  $F_{st} + F_{sc}$ , развивающегося в плите из-за изгибающих моментов на противоположных сторонах колонны, применяется С.3.3.1(5).

(5) Для достижения пластических деформаций в нижней полке стального профиля без разрушения бетона в плите, должно выполняться следующее условие:

$$1,2 (F_{sc} + F_{st}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3}. \quad (C.18)$$

---

**УДК 006.033:699.841**

**МКС 91.040:91.120**

**Ключевые слова:** Еврокод, Европейский стандарт, свод правил Республики Казахстан, проектирование сейсмостойких конструкций, сейсмические воздействия и правила для зданий, требования к характеристикам и критерии соответствия, критическое предельное состояние, предельное состояние по ограничению повреждений, грунтовые условия и сейсмические воздействия, типы грунтовых условий, сейсмические зоны, проектирование зданий, специальные правила для бетонных зданий, специальные правила для сталежелезобетонных зданий, специальные правила для каменных зданий, сейсмоизолирующие фундаменты

---

Ресми басылым  
ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҚҰРЫЛЫС ЖӘНЕ ТҰРҒЫН  
ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ АГЕНТТІГІ

**Қазақстан Республикасының**  
**ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ**

**ҚР ЕЖ EN 1993-4-2:2007/2011**

**РЕЗЕРВУАРЛАР**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ  
Компьютерлік беттеу:  
Басуға \_\_\_\_\_ 2011 ж. қол қойылды. Пішімі 60 x 84 <sup>1</sup>/<sub>8</sub>.  
Қарпі: Times New Roman. Шартты баспа табағы 2,1.  
Тараламы \_\_\_\_\_ дана. Тапсырыс № \_\_\_\_\_.

---

«ҚазҚСҒЗИ» АҚ  
050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21  
Тел./факс: +7 (727) 392 76 16 – қабылдау бөлмесі

Официальное издание  
АГЕНСТВО РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА И  
ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА

**СВОД ПРАВИЛ**  
**Республики Казахстан**

**СП РК EN 1993-4-2:2007/2011**

**РЕЗЕРВУАРЫ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»  
Набор и компьютерная верстка:  
Подписано в печать \_\_\_\_\_ 2011 г. Формат 60 x 84 <sup>1</sup>/<sub>8</sub>  
Гарнитура: Times New Roman. Усл. печ. л. 2,1  
Тираж \_\_\_\_\_ экз. Заказ № \_\_\_\_\_

---

АО «КазНИИСА»  
050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21  
Тел./факс: +7 (727) 392 76 16 – приемная