



**ГОСУДАРСТВЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ УКРАИНЫ**

**СТРОИТЕЛЬСТВО  
В СЕЙСМИЧЕСКИХ  
РАЙОНАХ УКРАИНЫ**

**ДБН В.1.1-12-201Х**

**(Проект, первая редакция)**

Издание официальное

Киев

Министерство регионального развития, строительства  
и жилищно-коммунального хозяйства Украины

201Х

- 1 РАЗРАБОТАНЫ: **Государственное Предприятие «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций» ( ГП НИИСК)**  
 РАЗРАБОТЧИКИ: Ю.Немчинов, д.т.н. (научный руководитель), А.Антонюк, к.т.н., К.Бабики, к.т.н., А.Бамбура, д.т.н., В.Богдан, Ю.Болотов, к.т.н., В.Гончар, Л.Жарко, к.т.н., Ю.Калюх, д.т.н., А.Кисиль, к.т.н., В.Критов, к.т.н., А.Кришук, Н.Марьянков, к.т.н., О.Недзведская, В.Поклонский, к.т.н., Н.Сорока, к.т.н., В.Тарасюк, к.т.н., А.Хавкин, к.т.н., В.Шарапов, к.т.н., В.Шуминский, к.т.н., Я.Червинский, к.т.н.;
- ООО СтройНИИЭП**  
 Б.Гудков, к.т.н.;
- КрымНИИпроект**  
 И.Золотарев, В.Кукунаев, д.т.н.;
- ОАО КиевЗНИИЭП**  
 Г.Докторова, Г.Поляков, к.т.н.;
- Институт геофизики им. Субботина НАНУ**  
 А.Кендзера, к.ф.-м.н., В.Омельченко, к.г.-м.н.;
- Крымский экспертный совет по оценке сейсмической опасности и прогнозу землетрясений**  
 В.Кульчицкий, к.ф.-м.н., А.Пустовитенко, к.ф.-м.н., Б.Пустовитенко, д.ф.-м.н., А.Скляр;
- Научно-исследовательский институт строительного производства (НИИСП)**  
 В.Максименко, к.т.н., А.Городецкий, д.т.н.;
- Одесская государственная академия строительства и архитектуры**  
 В.Дорофеев, д.т.н., К.Егунов, д.т.н., А.Мурашко, к.т.н., С.Петраш, к.т.н., И.Шеховцов, к.т.н., Д.Якушев;
- Институт «КрымГИИНТИЗ»**  
 Э.Кильвандер, к.т.н., К.Сильченко, к.т.н.;
- ЧерноморНИИпроект**  
 А.Гололобов, А.Кац, О.Лень, А.Мищенко, М.Пойзнер, д.т.н., А.Солодянкин, В.Стецюк, к.т.н.;
- Национальный авиационный университет**  
 В.Колчунов, д.т.н., И.Яковенко, к.т.н.;
- Институт геотехнической механики НАНУ**  
 А.Булат, акад., д.т.н., В.Дырда, д.т.н., Н.Лисица, к.т.н.;
- При участии: **Минрегион Украины** (А.Авдиенко, В.Барзилович, В.Глухов, И.Лагунова, А.Нечепорчук)  
**НИИПроектреконструкция** (Л.Красовский, Г.Онищук, д.э.н.)  
**Крымская академия природоохранного и курортного строительства** (Г.Бугаевский, д.ф.-м.н., Э.Панюков, д.т.н.)  
**Группа компаний SCAD SOFT** (А.Перельмутер, д.т.н.)  
**Киевсоюздорпроект** (Г.Фукс, к.т.н.)  
**Институт телекоммуникаций и глобального информационного пространства** (А.Трофимчук, д.т.н.)  
**Институт гидромеханики НАНУ** (Б.Островерх, к.т.н., О.Савицкий, д.т.н., В.Сеймов, д.т.н.)  
**Группа компаний ЛИРА-САПР** (Е.Стрелец-Стрелецкий, к.т.н.)  
**Киевский Национальный университет строительства и архитектуры** (В.Баженов, д.т.н., И.Бойко, д.т.н., М.Корниенко, к.т.н., П.Лизунов, к.т.н., В.Сахаров, к.т.н.)  
**ООО «Укринсталькон» им. В.Шимановского** (М.Кондра, к.т.н., И.Лебедич, к.т.н., М.Маньшин)  
**ГП «УкрНИИИЗ»** (И.Абрамов, д.т.н., В.Соколов, к.т.н., Г.Стрижельчик, к.т.н.)  
**Рабочая группа МНТКС СНГ - Азербайджан** (Ф.Оруджев); **Армения** (Э.Хачиян); **Грузия** (Г.Габричидзе); **Казахстан** (М.Ашимбаев, И.Ицков); **Молдова** (А.Золотков); **Россия** (Я.Айзенберг, В.Бронштейн, Ю.Назаров, В.Смирнов, В.Уломов, Г.Шестоперов); **Узбекистан** (Ш.Хахимов).
- Комплект карт Общего сейсмического районирования ОСР-2004– А0, А, В, С разработан Институтом геофизики НАН Украины и утверждён для внедрения в Государственные нормы «Строительство в сейсмических районах Украины» на совместном заседании Межведомственной комиссии по сейсмическому мониторингу и Научного совета по проблемам геодинамики и прогнозу землетрясений (Протокол №1 от 16 февраля 2006 г.).
- 2 ВНЕСЕНЫ: Департаментом градостроительства, архитектуры и планирования территорий
- 3 СОГЛАСОВАНО:
- 4 УТВЕРЖДЕНЫ: Приказом Минрегиона Украины от №
- ВСТУПЛЕНИЕ В СИЛУ:
- 5 ВЗАМЕН: ДБН В.1.1-12:2006

Право собственности на этот документ принадлежит государству. Этот документ не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен как официальное издание без разрешения Минрегиона Украины.

## СОДЕРЖАНИЕ

1	ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ .....	1
2	НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ .....	1
3	ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПОНЯТИЙ.....	3
4	ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ .....	6
5	ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ.....	12
5.1	Сейсмическая опасность. Учет влияния грунтовых условий .....	12
5.2	Общие принципы проектирования сейсмостойких зданий и сооружений.....	15
5.3	Инженерно-сейсмометрические наблюдения и паспортизация объектов строительства .....	16
6	РАСЧЕТЫ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ .....	17
6.1	Сочетания нагрузок.....	17
6.2	Методы расчетов и их применение .....	18
6.3	Спектральный метод расчета .....	19
6.4	Прямой динамический метод расчета с применением акселерограмм.....	27
6.5	Расчеты элементов конструкций .....	30
7	ЖИЛЫЕ, ОБЩЕСТВЕННЫЕ, ПРОИЗВОДСТВЕННЫЕ ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ .....	32
7.1	Общие положения.....	32
7.2	Основания и фундаменты .....	35
7.3	Перекрытия и покрытия .....	36
7.4	Перегородки, балконы, эркеры, архитектурные элементы здания .....	37
7.5	Особенности проектирования железобетонных конструкций.....	38
7.6	Каркасные здания .....	39
7.7	Здания с несущими стенами из монолитного железобетона .....	40
7.8	Крупнопанельные здания .....	41
7.9	Здания со стенами из крупных блоков .....	42
7.10	Здания со стенами из кирпича или каменной кладки .....	44
7.11	Особенности проектирования стальных конструкций .....	46
7.12	Конструктивные требования к зданиям, строящимся в районах сейсмичностью 6 баллов.....	47
8	ТРАНСПОРТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ .....	48
8.1	Общие положения.....	48
8.2	Трассирование дорог.....	49
8.3	Земляное полотно и верхнее строение пути .....	50
8.4	Мосты.....	50
8.5	Трубы под насыпями.....	53
8.6	Подпорные стены.....	53
8.7	Тоннели.....	53
9	ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ .....	54
9.1	Общие положения.....	54
9.2	Учет сейсмических воздействий и определение их характеристик.....	56
9.3	Расчеты сооружений на сейсмические воздействия .....	57
9.4	Прямой динамический метод.....	60
9.5	Линейно-спектральный метод.....	61
9.6	Мероприятия по повышению сейсмостойкости гидротехнических сооружений.....	61
9.7	Геодинамический мониторинг гидротехнических сооружений .....	64
10	ОТКОСЫ .....	65

10.1 Общие требования .....	65
10.2 Методы расчёта.....	65
10.3 Потенциально разжижаемые грунты.....	66
10.4 Повышенные осадки грунтов при циклических нагрузках .....	67
11 ВОССТАНОВЛЕНИЕ, УСИЛЕНИЕ И РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	67
12 ПРОЕКТИРОВАНИЕ СИСТЕМЫ СЕЙСМОИЗОЛЯЦИИ .....	70
12.1 Общие положения .....	70
12.2 Область применения.....	71
12.3 Основные требования к системе сейсмоизоляции .....	71
12.4 Основные требования при проектировании системы сейсмоизоляции .....	71
12.5 Основные требования при проектировании и расчете элементов системы сейсмоизоляции .....	73
12.6 Основные положения динамического расчета зданий с системой сейсмоизоляции ..	74
ПРИЛОЖЕНИЕ А (обязательное)	
СПИСКИ НАСЕЛЕННЫХ ПУНКТОВ УКРАИНЫ, РАСПОЛОЖЕННЫХ В СЕЙСМИЧЕСКИ ОПАСНЫХ РАЙОНАХ .....	76
ПРИЛОЖЕНИЕ Б (обязательное)	
КАРТЫ ОБЩЕГО СЕЙСМИЧЕСКОГО РАЙОНИРОВАНИЯ (ОСР) ТЕРРИТОРИИ УКРАИНЫ С ВРЕЗКОЙ КАРТ АВТОНОМНОЙ РЕСПУБЛИКИ КРЫМ И ОДЕССКОЙ ОБЛАСТИ .....	81
ПРИЛОЖЕНИЕ В (справочное)	
ЗНАЧЕНИЯ ПРЕОБЛАДАЮЩЕГО ПЕРИОДА КОЛЕБАНИЙ НЕОДНОРОДНЫХ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ.....	89
ПРИЛОЖЕНИЕ Г (справочное)	
ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ РЕДУКЦИИ И ПОДАТЛИВОСТИ ПРИ РАСЧЕТЕ НЕЛИНЕЙНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА ОСНОВЕ МЕТОДА СПЕКТРА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ .....	90
ПРИЛОЖЕНИЕ Д (рекомендуемое)	
ГРАФИКИ НЕУПРУГИХ СПЕКТРОВ РЕАКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ .....	100
ПРИЛОЖЕНИЕ Е (справочное)	
РАСЧЕТ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ МОДЕЛЕЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ СЛОЖНОЙ КОНФИГУРАЦИИ С УЧЕТОМ НЕРАВНОМЕРНОГО ПОЛЯ КОЛЕБАНИЙ ГРУНТА .....	104
ПРИЛОЖЕНИЕ Ж (справочное)	
СРАВНИТЕЛЬНАЯ ТАБЛИЦА НАЗНАЧЕНИЯ УРОВНЕЙ ОТВЕТСТВЕННОСТИ/ КЛАССОВ ПОСЛЕДСТВИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ДБН В.1.1-12 и ДБН В.1.2-14.....	109
ПРИЛОЖЕНИЕ И (справочное)	
МОДИФИЦИРОВАННЫЙ СПЕКТРАЛЬНЫЙ МЕТОД (С УЧЕТОМ КРУЧЕНИЯ).....	110
ПРИЛОЖЕНИЕ К (справочное)	
УЧЕТ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ ПРИ РАСЧЕТЕ УСТОЙЧИВОСТИ СКЛОНОВ ..	115
ПРИЛОЖЕНИЕ Л (справочное)	
БИБЛИОГРАФИЯ.....	116

**ГОСУДАРСТВЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ УКРАИНЫ****ЗАЩИТА ОТ ОПАСНЫХ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ,  
ВРЕДНЫХ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ ВЛИЯНИЙ, ОТ ПОЖАРА****СТРОИТЕЛЬСТВО В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ УКРАИНЫ**

Действительны с \_\_\_\_\_ 201Х г.

**1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ**

Настоящие Нормы распространяются на проектирование, строительство, реконструкцию и восстановление железобетонных, сталебетонных, стальных, алюминиевых, каменных, деревянных конструкций зданий и сооружений, возводимых или расположенных на площадках с сейсмичностью 6 баллов и более по шкале сейсмической интенсивности согласно ДСТУ Б В.1.1-28.

Требования настоящих Норм обязательны к применению для органов управления, контроля и экспертиз всех уровней.

Нормы соответствуют концепции нормативных документов нового поколения, включая проектирование сейсмостойких конструкций с заданным уровнем обеспечения безопасности.

Требования настоящих Норм не распространяются на проектирование атомных станций, но могут использоваться при выборе конкурентных площадок для новых объектов атомной энергетики.

Настоящие Нормы предусматривают обеспечение сохранности конструкций, выход из строя которых угрожает обрушением здания или его частей. При этом возможны повреждения элементов конструкций, не угрожающие безопасности людей или утраты материальных и культурных ценностей.

Требования настоящих Норм являются минимальными. По требованию заказчика уровень расчетных нагрузок и конструктивных мероприятий может быть повышен по сравнению с требованиями настоящих Норм.

**2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ**

В данных нормах есть ссылки на следующие нормативные акты и нормативные документы:

Закон Украины «Про объекты повышенной опасности» от 18.01.2001 г. №2245-III	
ДБН А.2.2-3:2012	Состав, порядок разработки, согласования и утверждения проектной документации для строительства
ДБН В.1.1-1-94	Проектирование и строительство общественных зданий из блоков и камней пильных известняков Крымских месторождений в сейсмических районах
ДБН В.1.1-5-2000	Здания и сооружений на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах
ДБН В.1.1-24:2009	Защита от опасных геологических процес сов. Основные положения проектирования
ДБН В.1.2-2:2006	Система обеспечения надежности и безопасности строительных объектов. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования
ДБН В.1.2-5-2007	Научно-техническое сопровождение строительных объектов

ДБН В.1.2-14-2009	Общие принципы обеспечения надежности и конструктивной безопасности зданий, сооружений, строительных конструкций и оснований
ДБН В.2.1-10-2009	Основания и фундаменты сооружений. Основные положения проектирования
ДБН В.2.3-4-2000	Сооружения транспорта. Автомобильные дороги
ДБН В.2.3-7-2010	Сооружения транспорта. Метрополитены
ДБН В.2.3-19-2008	Сооружения транспорта. Железные дороги 1520 мм. Нормы проекта-вания
ДБН В.2.6-98:2009	Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения
ДБН В.2.6-162:2010	Каменные и армокаменные конструкции. Основные положения
ДБН В.2.6-163-2010	Стальные конструкции
ДБН В.2.4-3:2010	Гидротехнические сооружения. Основные положения
ДСТУ Б В.1.1-28:2010	Шкала сейсмической интенсивности
ДСТУ Б В.2.6-156:2010	Бетонные и железобетонные конструкции из тяжелого трехкомпонентного бетона. Правила проектирования
ДСТУ Б В.2.7-23-95	Растворы строительные. Общие технические условия
ДСТУ Б В.2.7-61-97	Строительные материалы. Кирпич и камни керамические рядовые и лицевые. Технические условия
ДСТУ Б В.2.7-176:2008	Смеси бетонные и бетон. Общие технические условия (EN 206-1:2000, NEQ)
ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010	Еврокод 8. Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия, правила в отношении сооружений (EN 1998-1:2004, IDT)
ДСТУ 3760:2006	Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Общие технические условия
СНиП II-44-78	Тоннели железнодорожные и автодорожные
СНиП 2.02.05-87	Фундаменты машин с динамическими нагрузками
ГОСТ 5781-82 (СТ СЭВ 6435-88)	Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия
ГОСТ 10884-94	Сталь арматурная термомеханически упрочнённая для железобетонных конструкций. Технические условия
НД 31.3.002-2003	Инструкция по инженерному обследованию и паспортизации портовых гидротехнических сооружений
РСН 65-87	Инженерные изыскания для строительства. Сейсмическое микрорайонирование. Технические требования к производству работ

### **3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПОНЯТИЙ**

Ниже приводятся термины, употребленные в настоящих нормах, и определения, обозначенных ими понятий.

#### **3.1 акселерограмма землетрясения**

Запись процесса изменения во времени ускорения колебаний грунта (основания) для определенного направления.

#### **3.2 антисейсмические мероприятия**

Совокупность конструктивных и планировочных решений, основанных на выполнении указаний норм, которая обеспечивает определенный, регламентированный нормами уровень сейсмостойкости зданий и сооружений.

#### **3.3 воздействие расчетное сейсмическое**

Вектор сейсмической силы, определяемой расчетным путем по формулам (6.1) и (6.2) или путем экспериментального наблюдения сейсмического ускорения.

#### **3.4 высота здания**

Разность отметок уровня отмотки или спланированной поверхности земли, примыкающей к зданию, и низа верхнего перекрытия.

#### **3.5 связевая система**

Система, состоящая из рам (каркаса) и вертикальных диафрагм, стен и (или) ядер жесткости. При этом расчетная горизонтальная нагрузка полностью воспринимается диафрагмами, стенами и (или) ядрами жесткости.

#### **3.6 общее сейсмическое районирование**

Картирование потенциальной сейсмической опасности, обусловленной максимальными возможными сейсмическими воздействиями, выраженными в баллах макросейсмической шкалы интенсивностей, которые необходимо учитывать при проектировании и строительстве в сейсмических районах.

#### **3.7 изосейсты**

Одинаковые уровни интенсивности землетрясений (в баллах), отраженные на карте территорий в виде линий.

#### **3.8 интенсивность землетрясения**

Интегральная мера проявления землетрясения в данном месте в виде воздействия на людей, окружающие предметы, здания и сооружения, природные ландшафты и др. и выраженная в баллах макросейсмической шкалы.

#### **3.9 каркасные здания**

Здания с несущими рамами (каркасом), полностью воспринимающими вертикальные и горизонтальные нагрузки. Взаимодействующие элементы рам (колонны, стойки и ригели) сопротивляются осевым нагрузкам, перерезывающим силам, изгибающим и крутящим моментам.

#### **3.10 каркасно-каменные здания**

Здания с монолитными железобетонными каркасами, при возведении которых используется специфическая технология: вначале возводится кладка, которая используется в качестве опалубки при бетонировании элементов каркаса.

#### **3.11 каркас с заполнением**

Несущая система, состоящая из рам, заполненных целиком или частично

кладкой с применением естественных и искусственных камней, которая воспринимает вертикальные нагрузки совместно с элементами каркаса. Распределение усилий между рамами и заполнением производится в зависимости от конкретных конструктивных решений с использованием известных методов теории сооружений строительной механики и сопротивления материалов.

### **3.12 комплексная конструкция**

Стеновая конструкция из кладки, выполненной с применением кирпича, бетонных блоков, пильного известняка или других естественных или искусственных камней и усиленная железобетонными включениями, которые не образуют рамы (каркас).

### **3.13 логарифмический декремент колебаний**

Логарифм натуральный отношения амплитуд собственных колебаний здания

$$\delta = \ln U_k / U_{k-1}.$$

### **3.14 линейно-спектральный метод расчета сейсмостойкости**

Метод, в котором величины сейсмических нагрузок определяются по спектрам ответа в зависимости от частот и форм собственных колебаний конструкций.

### **3.15 максимальное расчетное землетрясение**

Расчетный уровень сейсмических воздействий от землетрясений, вызывающих на площадке строительства сотрясение максимальной интенсивности за период от 5000 до 10000 лет.

### **3.16 малоответственные здания и сооружения**

Склады, крановые и ремонтные эстакады, предприятия торговли и бытового обслуживания со сроком эксплуатации не более 20 лет, небольшие мастерские, временные здания и сооружения, торговые павильоны и другие здания и сооружения, разрушения которых не связано с гибелью людей, утратой материальных и культурных ценностей и не вызывает прекращения непрерывных технологических процессов или загрязнения окружающей среды.

### **3.17 монолитно-каменные здания**

Здания с трехслойными или многослойными стенами, в которых бетонирование основного несущего слоя из монолитного железобетона, производится с использованием двух наружных слоев кладки с применением естественных или искусственных камней, использующихся в качестве несъемной опалубки. В необходимых случаях устраиваются дополнительные термоизолирующие слои.

### **3.18 осциллятор**

Одномассовая линейно-упругая динамическая система, состоящая из массы, пружины и демпфера.

### **3.19 паспорт динамический площадки строительства, здания, сооружения**

Документ, удостоверяющий ответ (отклик) объекта на механическое воздействие в момент наблюдения.

### **3.20 период повторяемости сейсмического воздействия**

Величина, характеризующая время (в годах) ожидания появления в данном месте сейсмического воздействия определенного уровня.

### **3.21 поэтажная акселерограмма**

Акселерограмма ответа (отклика) отдельных высотных отметок здания на механическое или сейсмическое воздействие.



### **3.22 проектное землетрясение**

Расчетный уровень сейсмических воздействий от землетрясений, вызывающих на площадке строительства сотрясения максимальной интенсивности за период от 500 до 1000 лет.

### **3.23 прямой динамический метод расчета сейсмостойкости**

Метод численного интегрирования уравнений движения, применяемый для анализа вынужденных колебаний конструкций при сейсмическом воздействии, заданном акселерограммами землетрясений.

### **3.24 рамно-связевая система**

Система, состоящая из рам (каркаса) и вертикальных диафрагм, стен или ядер жесткости и воспринимающая горизонтальные и вертикальные нагрузки. При этом горизонтальная и вертикальная нагрузка распределяется между рамами (каркасами) и вертикальными диафрагмами (и другими элементами) в зависимости от соотношения жесткостей этих элементов.

### **3.25 расчетная сейсмическая интенсивность для площадки**

Величина сейсмического воздействия, выраженная в баллах шкалы сейсмической интенсивности, или инженерных терминах, с учетом уточненных значений нормативной балльности и результатов сейсмического микрорайонирования для различных вероятностей превышения (или непревышения) интенсивности в течение определенного интервала времени.

### **3.26 сейсмические воздействия**

Количественные характеристики сейсмических сотрясений, которым подвергается здание или сооружение во время землетрясения, выраженные как в физических (инженерных) параметрах: амплитуда, период, длительность, спектр, акселерограммы, велосигаммы и др., так и в баллах шкалы сейсмической интенсивности.

### **3.27 сейсмическое микрорайонирование**

Комплекс инженерно-геологических, геофизических и инструментальных сейсмологических исследований для получения количественных оценок влияния особенностей геологического строения, сейсмических свойств грунтов, гидрогеологических, геоморфологических и тектонических условий площадки строительства на интенсивность сейсмических воздействий.

### **3.28 сейсмическая опасность**

Вероятные максимальные сейсмические воздействия определенной интенсивности на заданной площади в течение заданного интервала времени.

### **3.29 сейсмоизоляция**

Снижение сейсмических нагрузок на сооружение за счет использования специальных конструктивных элементов:

- элементов, повышающих гибкость и периоды собственных колебаний (гибкие стойки, качающиеся опоры, резинометаллические опоры и др.);
- элементов, увеличивающих поглощение (диссипацию) энергии сейсмических колебаний (демпферы сухого трения, скользящие пояса, гистерезисные, вязкие демпферы);
- резервных элементов, выключающихся из работы.

**Примечание.** В зависимости от конкретного проекта используются все или некоторые из перечисленных элементов.

### **3.30 сейсмостойкость здания (сооружения)**

Способность здания (сооружения) сохранять после расчетного землетрясения функции, предусмотренные проектом, например:

- отсутствие глобальных обрушений или разрушений здания (сооружения) или его частей, могущих обусловить гибель и травматизм людей,
- продолжение эксплуатации здания (сооружения) после восстановления или ремонта.

### **3.31 сейсмичность площадки строительства**

Интенсивность вероятных сейсмических воздействий на площадке строительства с соответствующими категориями повторяемости за нормативный срок. Сейсмичность устанавливается в соответствии с картами общего сейсмического районирования и сейсмического микрорайонирования площадки строительства. Измеряется в баллах шкалы сейсмической интенсивности в соответствии с ДСТУ Б В.1.1-28.

### **3.32 синтезированная акселерограмма**

Акселерограмма, полученная аналитическим путем на основе статистической обработки и анализа ряда аналоговых акселерограмм.

### **3.33 спектр коэффициентов динамичности**

Безразмерный спектр, полученный делением значений спектра ответа осциллятора на максимальное абсолютное значение ускорения соответствующей акселерограммы.

### **3.34 спектр ответа**

Распределение максимальных значений ускорения ответа материальной системы по частотам внешнего воздействия, зависящее от соотношения частотных характеристик системы и воздействия.

### **3.35 спектр ответа обобщенный**

Спектр, полученный по результатам обработки спектров ответа для набора аналоговых и/или синтезированных акселерограмм.

### **3.36 суперструктура**

Часть здания, сооружения, которая размещается выше поверхности сейсмоизоляции.

### **3.37 субструктура**

Часть здания, сооружения, включая фундамент, которая размещается ниже поверхности сейсмоизоляции.

## **4 ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ**

В настоящих нормах применяются следующие обозначения и сокращения:

*Латинские большие буквы*

- |                |  |
|----------------|--|
| $A_0, A, B, C$ | - обозначения карт сейсмической интенсивности с разной повторяемостью сейсмических воздействий;  |
| $A$            | - обобщенный коэффициент, используемый для определения горизонтальной сейсмической (инерционной) нагрузки при расчете устойчивости склонов |
| $A_0$          | - величина ускорения колебаний на максимальной горизонтальной составляющей вектора прогнозируемых сейсмических движений;                   |
| $A_{max}$      | - амплитуда максимального ускорения акселерограммы;  |
| $B$            | - ширина сооружения;   |
| $B_1(\lambda)$ | - эквивалентная жесткость стержневых конструкций на участках с наклонными трещинами;   |

$C_j$	- демпфирование $j$ -го этажа сейсмоизолированного здания;
$E$	- величина модуля деформации грунта;
$E_0$	- величина статического модуля общей деформации;
$E_c$	- величина статического модуля упругости;
$E_d$	- величина динамического модуля упругости;
$E_{st}$	- величина модуля деформации грунта, полученный по результатам испытаний образцов грунта при знакопеременных динамических нагрузках;
$F_y^*$	- предел текучести эквивалентной одномассовой системы;
$G_k$	- величина модуля сдвига $k$ -ого слоя грунта;
$H$	- высота сооружения
$H_s$	- общая мощность неоднородной многослойной толщи грунта;
$H_k$	- мощность $k$ -ого слоя грунта;
$I$	- прогнозируемая интенсивность сейсмической зоны;
$I_j$	- момент инерции массы $j$ -го этажа сейсмоизолированного здания;
$I_L$	- показатель текучести грунта;
$I_s$	- направление $s$ -ой координатной оси (где $s$ соответствует X, Y или Z);
$I^p$	- расчетная сейсмичность площадки;
$I_{норм}$	- нормативная сейсмичность площадки;
$I_{ф}$	- момент инерции массы сейсмоизолированного здания;
$K_1$	- жесткость эквивалентной одномассовой системы;
$K_j$	- жесткость $j$ -го этажа сейсмоизолированного здания;
$K_x, K_y, K_{\phi}$	- жесткость основания вдоль осей X, Y и при угловых колебаниях, соответственно;
$K_z$	- коэффициент, учитывающий размеры сооружения в плане;
$K_H$	- коэффициент надежности (при расчете на прочность анкерных болтов, закрепляющих от сдвига опорные части моста на опорных площадках);
$L$	- длина сооружения;
$L_{ок}$	- значение "суммарного момента" в точке $k$ сооружения от системы крутильных сейсмических нагрузок (сейсмических моментов);
$M_1(\Delta t), M_2(\Delta t), M_3(\Delta t)$	- волновые спектральные коэффициенты;
$M_1 (M_j)$	- модальная (эквивалентная) масса, соответствующая первой (или $j$ -й) форме колебаний здания;
$M_{ijk}$	- значение крутильной сейсмической нагрузки (сейсмического момента) по $i$ -ой форме колебаний в точке $k$ по $j$ -му направлению;
$M_{is}$	- сумма учтенных модальных масс при расчетах по пространственным расчетным схемам;
$M_j$	масса $j$ -го этажа сейсмоизолированного здания;
$M_k^{кр}$	- Значения расчетного сейсмического момента на уровне $k$ -го этажа;
$M_{ф}$	- масса фундамента сейсмоизолированного здания;
$N$	- количество точек акселерограммы;
$N_d$	- расчетное значение усилия, напряжения или иного силового фактора, соответствующее расчетной комбинации сейсмической и других нагрузок;
$N_i$	- значения соответствующего фактора в рассматриваемом сечении, вызываемые сейсмическими нагрузками по $i$ -ой форме колебаний;
$N_p$	- доля расчетного значения усилия, напряжения или иного силового фактора, которая связана с сейсмической нагрузкой;
$N_p^h$	расчетное значение усилия, которое действует в горизонтальном направлении в наиболее нагруженном сечении несущих конструктивных элементов здания (сооружения);
$N_p^v$	расчетное значение усилия, которое действует в вертикальном направлении в наиболее нагруженном сечении несущих конструктивных элементов здания (сооружения);
$N_{SPT}$	- количество ударов при выполнении стандартных испытаний методом динамического зондирования;

$N_{stat}$	- доля расчетного значения силового фактора, которая обусловлена всеми учтенными нагрузками, вошедшими в аварийное сочетание, кроме сейсмической загрузки;
$N_x, N_y, N_z$	- значения усилий, напряжений, перемещений, деформаций при сейсмическом воздействии по оси X, Y, Z;
$\bar{P}_v(\bar{x}, t)$	- инерционные силы, распределенные по объему ГТС и его основания (а также боковых засыпок и наносов);
$P_k$	- значения горизонтальных инерционных сил на уровне $k$ -го этажа;
$P_l$	- показатель пластичности грунта;
$Q_k$	- нагрузка, отвечающая массе, принятой в качестве сосредоточенной в точке $k$ ;
$R_0$	- упругая реакция эквивалентной одномассовой системы здания во время землетрясения;
$R_{nt}$	- нормальное сцепление в кирпичной кладке;
$R_p$	- расчетная несущая способность конструктивных элементов здания, несущих вертикальные нагрузки в том же сечении, где определялась $N_p^v$ ;
$R_Q$	- расчетная несущая способность конструктивных элементов здания, воспринимающих горизонтальные нагрузки, в том же сечении, где определялась $N_p^h$ ;
$R_{sc}$	- расчетное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;
$R_T$	- предел текучести эквивалентной одномассовой системы;
$R_\mu$	- коэффициент редукции (снижения сейсмической реакции за счет проявления нелинейных свойств);
$S$	- коэффициент, характеризующий свойства грунта согласно ДСТУ-Н Б EN1998-1
$S_{0ki}$	- горизонтальная сейсмическая нагрузка по $i$ -ой форме собственных колебаний сооружения;
$S_{a1} (S_{aj})$	- спектральное ускорение по первой (или $j$ -й) форме;
$S_{d1} (S_{dj})$	- спектральное перемещение по первой (или $j$ -й) форме;
$S_{i1}$	- внешние горизонтальные сейсмические нагрузки, приложенные к $i$ -му уровню здания по первой форме колебаний
$S_{ij}$	внешние горизонтальные сейсмические нагрузки, приложенные к $i$ -му уровню здания по $j$ -ой форме колебаний
$\bar{S}_i$	- внешние горизонтальные сейсмические нагрузки, приложенные к $i$ -му уровню здания с учетом высших форм колебаний;
$S_{ki}$	- расчетное значение горизонтальной сейсмической нагрузки, приложенной к точке $k$ и соответствующее $i$ -ой форме собственных колебаний здания или сооружения;
$S_r$	- коэффициент водонасыщения грунтов;
$S_{осн}$	- суммарные горизонтальные сейсмические нагрузки;
$T_0$	- преобладающий период собственных колебаний грунтовой толщи;
$T_1$	- период первой формы собственных колебаний здания (сооружения);
$T^*$	- период колебаний эквивалентной одномассовой системы
$T_a, T_b, T_c$	- границы зон, соответствующие чувствительности динамической системы к амплитудам ускорений, скоростей и перемещений при землетрясении;
$T_i$	- период собственных колебаний здания (сооружения) по $i$ -ой форме;
$T_{повет}$	- период повторяемости землетрясений с определенной интенсивностью;
$T_{пер}$	- преобладающий период расчетной акселерограммы;
$T_{сл}$	- назначенный срок службы здания (сооружения);
$U_0$	- перемещения грунта, вызванное сейсмическим воздействием;
$U_i(z_k), U_j(z_j)$	- перемещения здания (сооружения) при собственных колебаниях по $i$ -ой форме;
$U_{ikj}$	- проекции по направлениям $j$ смещений узла $k$ по $i$ -й форме собственных колебаний сооружения;
$U_k, U_{k-1}$	- горизонтальные перемещения верха и низа $k$ -го уровня (этажа) здания;
$\bar{U}_0$	- амплитуда максимального ускорения;
$\ddot{U}(\bar{x}, t)$	- вектор ускорения точки $\bar{x}$ в момент времени $t$ в абсолютном движении системы

	«основание – фундамент - надземная часть здания (сооружения)»;
$V_s$	- скорость распространения поперечных сейсмических волн в грунте, м/с;
$V_{sk}$	- скорость распространения поперечных волн $k$ -ого слоя грунта;
$W_1$	- работа усилий выделенной вертикальной единичной полосы конструкции без наложения схемы трещин;
$W_2$	- работа усилий выделенной вертикальной единичной полосы конструкции с учетом выявленной схемы трещин от сейсмического воздействия;
$X_k$	- перемещения (прогибы) этажей;
$X_{ijk}(x_{jk})$	- перемещения $k$ -ой массы по $j$ -ому направлению при $i$ -ой форме колебаний;
$\ddot{X}_0 =  \dot{X}_{i0}(t) $	- вектор ускорения поступательного движения;
$Z_{ijp}$	- суммарное (с учетом поступательного движения и ротации) перемещение $p$ -й массы по направлению $j$ -й координатной оси при колебаниях по $i$ -й форме;

#### Латинские маленькие буквы

$a_0$	- расчетная амплитуда относительного ускорения основания (в долях ускорения свободного падения $g$ ), определенная с учетом реальных грунтовых условий на площадке строительства;
$a_{0uz}$	- ускорение основания изолированного здания (в уровне верха сейсмоопор);
$a_i(t)$	- амплитуда ускорения расчетной акселерограммы в момент времени $t$ ;
$a_{II}$	- значение максимального пикового ускорения в основании ГТС;
$b$	- высота стойки каркасного здания;
$b_k$	- толщина конечного элемента, прилегающего к трещинам;
$d$	- диаметр стержня;
$d_0$	- перемещение, соответствующее упругой реакции, эквивалентной одномассовой системы при колебаниях здания во время землетрясения;
$d_{ij}$	- горизонтальное перемещение $i$ -го уровня (этажа) расчетной модели при действии инерционных нагрузок $S_{ij}$ по $j$ -ой форме колебаний;
$d_m, d_m^*$	- максимальное нелинейное перемещения многомассовой системы и эквивалентной одномассовой системы, соответственно;
$d_T, d_T^*$	- перемещение, соответствующее пределу текучести многомассовой системы и эквивалентной одномассовой системы, соответственно;
$d_t^*$	- перемещение эквивалентной одномассовой системы при определенном уровне сейсмического воздействия;
$e$	- коэффициент пористости грунта;
$e_0$	- эксцентриситет равнодействующей активных сил относительно центра тяжести сечения по подошве фундаментов;
$e_k$	- фактический эксцентриситет между центром масс и центром жесткостей $k$ -го этажа;
$e_s$	- дополнительный расчетный эксцентриситет от вращательного движения грунта;
$f_d$	- расчетная прочность кладки на сжатие в направлении нагрузки;
$f_{kj}$	- ординаты поля колебаний грунта;
$f_{vd}$	- расчетная прочность кладки на сдвиг;
$f_{xk1}$	- характеристическая прочность кладки на изгиб, площадь разрушения которой параллельна горизонтальным швам кладки;
$f_{xk2}$	- характеристическая прочность кладки на изгиб, площадь разрушения которой перпендикулярна горизонтальным швам кладки;
$f_{ywd}$	- Расчетное значение прочности поперечной арматурр;
$g$	- ускорение свободного падения ( $9,81 \text{ м/с}^2$ );
$h$	- поперечный размер стойки каркасного здания;
$i$	- номер рассматриваемой формы колебаний
$j$	- номер рассматриваемого направления
$k$	- номер рассматриваемой точки расчетной модели;
$k_1$	- коэффициент, учитывающий неупругие деформации и локальные повреждения элементов здания (сооружения);
$k_2$	- коэффициент, учитывающий тип и назначение здания (сооружения);

$k_3$	- коэффициент, учитывающий этажность зданий;
$k_A$	- коэффициент, учитывающий вероятность сейсмического события за назначенный срок службы сооружения, а также переход от нормативного периода повторяемости к периоду повторяемости, принятому для ПЗ или МРЗ;
$k_f$	- коэффициент, отражающий степень недопустимости в сооружении повреждений в конструкциях ГТС;
$k_{\psi}$	- коэффициент, учитывающий демпфирующие свойства конструкций ГТС;
$k_{ep}$	- коэффициент, учитывающий нелинейное деформирование грунтов;
$m$	- коэффициент, учитывающий повышение механических свойств материалов при высоких скоростях нагружения;
$m_c$	- коэффициент условий работы (при расчете конструкций мостов на устойчивость против опрокидывания);
$m_i$	- масса, сосредоточенная в $i$ -м уровне (этаже) расчетной модели;
$m_k$	- масса элемента ГТС, отнесенного к точке $k$ (с учетом присоединенной массы воды);
$n$	- количество учитываемых форм колебаний;
$t$	- время;
$r, t, z$	- компоненты расчетных акселерограмм соответственно горизонтальная радиальная, горизонтальная тангенциальная (перпендикулярная к радиальной) и вертикальная;
$x_k, y_k$	- горизонтальные координаты точки $k$ ;
<b>Греческие большие буквы</b>	
$\Delta h$	- высота гравитационной волны;
$\Delta I$	- приращение сейсмической балльности за счет влияния местных грунтовых условий площадки, полученное при проведении ее сейсмического микрорайонирования;
$\Delta_k$	- перекося этажей;
$\Delta t$	- шаг дискретизации акселерограммы.
$\Delta_x$	- ширина вертикальной единичной полоски, выделенной для определения жесткостей железобетонных конструкций с учетом имеющихся трещин;
$\Theta_{jk}$	- момент инерции массы $k$ -ой точки относительно $j$ -ой оси;
<b>Греческие маленькие буквы</b>	
$\alpha_{jk}(x_{jk})$	- углы поворота $k$ -ой массы по $j$ -ому направлению при $i$ -ой форме колебаний;
$\ddot{\alpha}_0 =  \ddot{\alpha}_{i0}(t) $	- вектор углового ускорения вращения (ротации);
$\beta_i$	- спектральный коэффициент динамичности, соответствующий $i$ -ой форме собственных колебаний здания (сооружения);
$\beta(T^*)$	- спектральный коэффициент динамичности эквивалентной одномассовой системы;
$\delta$	- логарифмический декремент колебаний;
$\gamma_s$	- коэффициент, учитывающий снижение прочности материалов при знакопеременных сейсмических нагрузках
$\gamma_{1c}$	- коэффициент сочетаний нагрузок
$\gamma_n$	- коэффициент надежности по ответственности согласно ДБН В.1.2-14;
$\eta_{ki}$	- коэффициент, зависящий от формы собственных колебаний здания или сооружения и от места расположения нагрузки;
$\bar{\eta}_i$	- коэффициент приведенной формы для $i$ -го уровня;
$\bar{\eta}_{jk}$	- коэффициент формы колебаний для крутильной составляющей;
$\lambda$	- длина сейсмической волны;
$\mu$	- коэффициент податливости
$\nu$	- соотношение между максимальными ускорениями грунта при вертикальных и горизонтальных колебаниях;
$V_{\chi_{j0}}, V_{\alpha_{j0}}$	- направляющие косинусы векторов ускорения поступательного движения и вращения грунтового основания;

$\xi_R$	- предельная относительная высота сжатой зоны бетона;
$\zeta$	- значение параметров затухания, установленные на основе динамических исследований поведения здания (сооружений) при сейсмических воздействиях;
$\rho$	- радиус ядра сечения по подошве фундамента со стороны более нагруженного края сечения;
$\rho_i$	- коэффициент корреляции обобщенных координат;
$\rho_k$	- плотность $k$ -ого слоя грунта;
$\sigma_{vo}$	эффективное давление верхних пород, действующее на глубине, на которой выполнялось измерение при стандартных испытаниях
$\tau_{(x)}, \tau_{(z)}$	- касательные напряжения вдоль осей X и Z, соответственно;
$\psi_c$	- коэффициент сочетаний расчетных нагрузок;
$\omega$	- интенсивность угловых ускорений ротации;
$\omega_1$	- минимальная частота собственных колебаний;
$\omega_n$	- частота последней учитываемой формы собственных колебаний;
$\omega_c$	- частота, соответствующая пиковому значению на спектре действия расчетной акселерограммы;

**Сокращения**

АР	- Автономная республика
ММС	- Многомассовая система
ГТС	- Гидротехническое сооружение
ГЭС	- Гидроэлектростанция
РСБ	- Резиново-свинцовый блок
ДБН	- Государственные строительные нормы
ДСТУ	- Национальный стандарт Украины
ЭОМС	- Эквивалентная одномассовая система
ОСР	- Общее сейсмическое районирование
ИСС	- Инженерно-сейсмометрическая служба
КЭ	- Конечный элемент
ЛСМ	- Линейно-спектральный метод
МКЭ	- Мет од конечных элементов
МРЗ	- Максимальное расчетное землетрясение
НД	- Нормативный документ
НСР	- Нелинейный статический расчет
ПДМ	- Прямой динамический метод
ПЗ	- Проектное землетрясение
РДМ	- Расчетная динамическая модель
РМВ	- Расчетная модель воздействия
РСМ	- Расчетная статическая модель
РСН	- Республиканские строительные нормы
СБ	- Сейсмоизолирующий блок
СЗ	- Слабое землетрясение
СМР	- Сейсмическое микрорайонирование
СНиП	- Строительные нормы и правила
СНС	- Спектр несущей способности
ТЭЦ	- Теплоэлектроцентраль
СРТ	- Испытания методом статичного зондирования
СРТ	- Испытания методом динамического зондирования

## 5 ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

### 5.1 Сейсмическая опасность. Учет влияния грунтовых условий

5.1.1 Нормативную интенсивность сейсмических воздействий в баллах для района строительства следует принимать на основе списка населенных пунктов Украины (Приложение А) и комплекта карт общего сейсмического районирования (ОСР-2004) территории Украины (Приложение Б).

Комплект включает карты:

- карты ОСР: А; В; С - для всей территории Украины в масштабе 1:2 500 000;
- Детальные карты ОСР: А0; А; В; С для территорий АР Крым и Одесской области в масштабе 1:1 000 000 (врезки к картам ОСР-2004 территории Украины).

Указанная на картах сейсмическая интенсивность относится к участкам со средними по сейсмическим свойствам грунтами (II категории согласно таблицы 5.1).

Комплект карт ОСР-2004 территории Украины состоит из трех карт:

- карта ОСР-2004-А соответствует 10 %-ой вероятности превышения нормативной сейсмической интенсивности в течение 50 лет и средним периодам повторения таких интенсивностей 1 раз в 500 лет. Карту следует применять для проектирования зданий и сооружений класса последствий СС1 в соответствии с ДБН В.1.2-14, а также класса последствий СС2 - для зданий высотой до 73,5 м;
- карта ОСР-2004-В соответствует 5 %-ой вероятности превышения нормативной сейсмической интенсивности в течение 50 лет и средним периодам повторения таких интенсивностей один раз в 1000 лет. Карту следует применять при проектировании зданий и сооружений класса последствий СС2 в соответствии с ДБН В.1.2-14 – для зданий высотой от 73,5 м до 100 м, а также объектов, которые относятся к потенциально опасным, но не идентифицируются как объекты повышенной опасности в соответствии с Законом Украины «Про объекты повышенной опасности» №2245-III от 18.01.2001 г.;
- карта ОСР-2004-С соответствует 1 %-ой вероятности превышения нормативной интенсивности в течение 50 лет и средним периодам повторения таких интенсивностей один раз в 5000 лет. Карту следует применять при проектировании зданий и сооружений класса последствий СС3 в соответствии с ДБН В.1.2-14;
- детальная карта ОСР-2004-А0 соответствует 39 %-ой вероятности превышения нормативной сейсмической интенсивности землетрясения в течении 50 лет и средним периодам повторения таких интенсивностей один раз в 100 лет. Соответствующие карты следует применять при проектировании только в АР Крым и Одесской области для зданий и сооружений класса последствий СС1 в соответствии с ДБН В.1.2-14 и категории сложности I в соответствии с ДБН А.2.2-3.

Определение перечня объектов, к которым применяются карты ОСР-2004, производится в соответствии с Приложением А ДБН В.1.2-14 и действующим законодательством для объектов повышенной опасности.

Решение о выборе карты при проектировании конкретного объекта, не включенного в Приложение А ДБН В.1.2-14, и отнесение объекта к конкретному классу последствий (ответственности), принимается генеральным проектировщиком по согласованию с заказчиком. Интенсивность сейсмического воздействия для объектов,



имеющих особо важное хозяйственное и (или) социальное значение и не учтенных в таблице 6.4, принимается в зависимости от сочетаний для данного района расчетной сейсмической интенсивности по картам ОСП-2004-А и ОСП-2004-В, по таблице 6.5.

**5.1.2** Нормативную сейсмическую интенсивность площадки строительства следует определять с учетом результатов сейсмического микрорайонирования (СМР) площадки, выполняемого для районов с сейсмичностью 6 и более баллов в соответствии нормативными документами действующими в Украине. Скорость распространения сейсмических волн в грунте определяется во время выполнения работ по СМР с учётом требований РСН 65.

В отчётах об инженерно-геологических изысканиях следует указывать категорию грунта по сейсмическим свойствам.

**5.1.3** При отсутствии карт сейсмического микрорайонирования для объектов класса последствий СС1, СС2 допускается упрощенное определение сейсмичности площадки строительства на основе материалов инженерно-геологических изысканий согласно таблицы 5.1.

Уменьшение нормативной сейсмичности площадки строительства, указанной на картах ОСП или утвержденных картах СМР, по материалам общих инженерно-геологических изысканий с применением таблицы 5.1, не допускается.

Уточнение сейсмичности площадок строительства, нормативная балльность которых определяется по картам ОСП-2004-В и ОСП-2004-С, а также площадок, расположенных вблизи границ зон смены балльности, выполняется обязательно на основе специальных исследований.

**5.1.4** Проектирование зданий и сооружений для строительства на площадках при наличии в основании сооружений просадочных грунтов, следует осуществлять с учетом требований ДБН В.1.1-5, часть II.

Выбор конструктивно-планировочных решений зданий и сооружений, а также назначение состава и объема защитных мероприятий, обеспечивающих прочность и эксплуатационную пригодность объектов, должны производиться исходя из расчетной сейсмичности площадки строительства, величины и вида действующих нагрузок, характеристик оснований и параметров, характеризующих площадку строительства с учетом мощности просадочной толщи, прогноза замачивания грунтов оснований в пределах всей или части просадочной толщи и прогнозируемой величины просадки грунтов основания.

Расчет зданий и сооружений на сейсмические воздействия и воздействия, обусловленные деформациями основания при замачивании просадочных грунтов, следует выполнять на основе пространственных расчетных моделей.

**5.1.5** На площадках, сейсмичность которых превышает 9 баллов, строительство в каждом конкретном случае допускается только при специальном обосновании по разрешению центрального органа исполнительной власти по строительству.

**Таблица 5.1** – Нормативная сейсмичность площадки строительства в зависимости от категории грунтов по сейсмическим свойствам

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Грунты	Нормативная сейсмичность площадки строительства при сейсмичности района, баллы				Скорости распространения сейсмических волн в грунте, $V_s$ , м/с
		6	7	8	9	
I	Скальные грунты всех видов невыветрелые и слабовыветрелые; крупнообломочные грунты плотные маловлажные из магматических пород, содержащие до 30% песчано-глинистого заполнителя.	5	6	7	8	$V_s > 800$
II	Скальные грунты выветрелые и сильновыветрелые; крупнообломочные грунты, за исключением отнесенных к I категории; пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности маловлажные и влажные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности маловлажные; пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ – для глин и суглинков, и $e < 0,7$ – для супесей.	6	7	8	9	$500 < V_s < 800$
III	Пески рыхлые независимо от степени влажности и крупности; пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности водонасыщенные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности влажные и водонасыщенные; пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,5$ ; пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e \geq 0,9$ – для глин и суглинков и $e \geq 0,7$ – для супесей.	7	8	9	10	$200 < V_s < 500$
IV	Пески рыхлые водонасыщенные, склонные к разжижению; насыпные и почвенные грунты; пливунь, биогенные грунты и илы.	По результатам специальных исследований				$V_s < 200$
<p><b>Примечание 1.</b> В случае неоднородного состава грунты площадки строительства относятся к более неблагоприятной категории грунта по сейсмическим свойствам, если в пределах десятиметрового слоя грунта, считая от планировочной отметки в случае выемки, и черной отметки - в случае насыпи, суммарная мощность слоев, относящаяся к этой категории, превышает 5 м.</p> <p><b>Примечание 2.</b> При прогнозировании подъема уровня подземных вод и (или) обводнения грунтов в процессе эксплуатации сооружения категории грунта следует определять в зависимости от свойств грунта (степени влажности, показателя текучести) в замоченном состоянии (за исключением локального аварийного замачивания, влияние которого при уточнении сейсмичности площадки не учитывается).</p> <p><b>Примечание 3.</b> Пылевато-глинистые грунты (в т.ч. просадочные твердой консистенции или в твердом состоянии) при коэффициенте пористости вблизи значений <math>e = 0,9</math> - для глин и суглинков и <math>e = 0,7</math> – для супесей могут быть отнесены к II категории по сейсмическим свойствам, если нормативное значение их модуля деформации <math>E \geq 15</math> МПа, а при эксплуатации сооружений будут обеспечены условия неподтопления грунтов оснований. При отсутствии данных о консистенции или влажности глинистые и песчаные грунты при положении уровня грунтовых вод выше 5 м относятся к III категории.</p> <p><b>Примечание 4.</b> Преобладающий период собственных колебаний грунтовой толщи определяется по результатам микросейсморайонирования. В случае отсутствия данных по микросейсморайонированию допускается определять период собственных колебаний грунтовой толщи по Приложению Ж.</p> <p><b>Примечание 5.</b> Сейсмичность площадки определяется в целых баллах. Для грунтовых условий, при которых возможно определение категории грунта по сейсмическим свойствам как промежуточное определение балльности по интерполяции не допускается, а окончательное решение принимается изыскательской организацией по результатам дополнительных определений и/или комплексным анализом.</p> <p><b>Примечание 6.</b> Насыпные уплотненные грунты при их отсыпке и массивы укрепленных грунтов могут быть отнесены к II или III категории в зависимости от их зернового состава, показателей <math>e</math>, <math>I_L</math>, <math>S_r</math> и величины модуля деформаций, изыскательской организацией по соответствующим требованиям, которые сформированы в описательной части таблицы.</p>						

**5.1.6** Без достаточного обоснования и проведения специальных инструментальных исследований на площадке не следует размещать сооружения на участках, неблагоприятных в сейсмическом отношении, к которым относятся следующие площадки строительства:

- расположенные в зонах возможного проявления тектонических разломов на поверхности;
- с осыпями, обвалами, оползнями, горными выработками и камнепадами;
- с крутизной склонов более 15 °;
- расположенные в зонах возможного прохождения селевых потоков, схождения снежных лавин;
- расположенные на цунамиопасных участках;
- сложенные грунтами IV категории по сейсмическим свойствам;
- с проявлениями карста и суффозии.

На площадках сейсмичностью 9 баллов, с неблагоприятными грунтовыми условиями, а также на грунтах IV категории по сейсмическим свойствам, не допускается многоэтажная жилая застройка, строительство промышленных предприятий и энергетических объектов, не связанных с обслуживанием населения, проживающего в данной местности, а также строительство объектов, в которых возможно большое скопление людей (школ, детских садов, больниц, торговых центров, театров, кинотеатров). На этих площадках допускается размещать общегородские зоны отдыха, зеленые массивы, складские помещения, автобазы, гаражи, ремонтные мастерские, временные сельскохозяйственные, производственные и другие одноэтажные помещения.

**Примечание.** При необходимости строительства зданий и сооружений на площадках с крутизной склона дневной поверхности более 15 ° следует принимать дополнительные меры по обеспечению их устойчивости.

## **5.2 Общие принципы проектирования сейсмостойких зданий и сооружений**

**5.2.1** Для зданий и сооружений высотой 73,5 м и более, а также для объектов класса последствий (ответственности) СС3 в соответствии с ДБН В.1.2-14, следует применять требования настоящих норм при сейсмичности площадки строительства 6 баллов и более, в том числе с учетом положений 7.12..

**5.2.2** Новые конструктивные схемы зданий и сооружений подлежат обязательной экспертной проработке в начале процесса проектирования специалистами научно-исследовательских организаций, являющимися базовыми в области сейсмостойкого строительства, в соответствии с ДБН В.1.2-5.

**5.2.3** Здания и сооружения и отдельные их элементы должны также удовлетворять требованиям, содержащимся в других нормативных документах, приведенных в Разделе 2 (если иное не оговорено в настоящих нормах).

**5.2.4** Разработку проектной документации следует выполнять, исходя из сейсмической опасности площадки строительства, результатов расчетов, выполненных в соответствии с разделом 6, с учетом общих принципов проектирования и конструктивных требований разделов 7 - 12.

**5.2.5** При проектировании сейсмостойких зданий и сооружений и при усилении зданий существующей застройки следует:

- принимать объемно-планировочные и конструктивные решения, обеспечивающие, как правило, симметричность и регулярность распределения в плане и по высоте здания масс, жесткостей и нагрузок на перекрытия;
- конфигурацию здания и расположение вертикальных несущих элементов принимать такими, чтобы первые две формы собственных колебаний были поступательными (не крутильными);
- применять материалы, конструкции и конструктивные схемы, обеспечивающие наименьшие значения сейсмических нагрузок (легкие

материалы, сейсмоизоляцию, другие системы динамического регулирования сейсмической нагрузки);

- создавать возможность развития в определенных элементах конструкций допустимых неупругих деформаций;
- выполнять расчеты конструкций зданий и сооружений с учетом нелинейного деформирования конструкций;
- предусматривать конструктивные мероприятия, обеспечивающие устойчивость и геометрическую неизменяемость конструкций при развитии в элементах и соединениях между ними неупругих деформаций, а также исключающие возможность хрупкого их разрушения;
- располагать тяжелое оборудование на минимально возможном уровне по высоте здания.

**5.2.6** При использовании сейсмоизоляции и других систем динамического регулирования сейсмических нагрузок, выбор той или иной системы, а также расчет и конструирование должны производиться с участием специализированных организаций.

### **5.3 Инженерно-сейсмометрические наблюдения и паспортизация объектов строительства**

**5.3.1** С целью получения достоверной информации о работе конструкций при землетрясениях и колебаниях прилегающих к зданиям грунтов, в проектах характерных основных типов зданий массовой застройки, зданий с принципиально новыми конструктивными решениями, а также особо ответственных сооружений, следует предусматривать размещение станций инженерно-сейсмометрической службы (ИСС).

Обязательная установка станций ИСС должна предусматриваться на объектах высотой более 73,5 м и ответственных зданиях и сооружениях, а также на объектах экспериментального строительства.

Расходы на приобретение сейсмометрической аппаратуры, а также на выполнение проектных и строительно-монтажных работ по ее установке, должны предусматриваться в сметах на строительство объектов, а эксплуатационные затраты – в бюджетах местных администраций сейсмоопасных районов.

**5.3.2** Паспортизация объектов после завершения строительства, а также обследование и паспортизация существующих объектов должна выполняться в соответствии с действующими правилами по оценке технического состояния и паспортизации промышленных и гражданских зданий (сооружений), эксплуатируемых в сейсмических районах. Паспорт должен содержать обоснованные данные о применении соответствующей карты ОСП-2004 с учётом требований действующего законодательства по объектам повышенной опасности.

**5.3.3** Динамическая паспортизация зданий и сооружений, указанных в 5.3.1 и 5.3.2, должна проводиться аккредитованными лабораториями, оснащенными необходимым оборудованием и сейсмометрической аппаратурой.

Динамическая паспортизация включает следующие виды работ:

- определение реакции зданий на специальные динамические воздействия в частотном диапазоне волн от 0,3 Гц до 30 Гц;
- определение частот, форм собственных колебаний зданий и декрементов колебаний и сравнение их с проектными данными;

- формирование динамического паспорта здания на основе периодических динамических обследований, а также в обязательном порядке при обследовании после прошедших землетрясений средней и сильной интенсивности (6 баллов и выше).

Динамическая паспортизация для зданий и сооружений, как правило, проводится для сооружений, указанных в строках 1-4 таблицы 6.4, а также для корпусов ТЭЦ, центральных узлов доменных печей, резервуаров для нефти и нефтепродуктов, жилых и гражданских зданий от 16 этажей и выше, а также гидротехнических сооружений в соответствии с требованиями НД 31.3.002.

## 6 РАСЧЕТЫ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

### 6.1 Сочетания нагрузок

**6.1.1** При проектировании зданий и сооружений для строительства в сейсмически опасных районах, помимо расчетов на основное сочетание нагрузок, следует выполнять также расчеты на аварийное сочетание нагрузок с учетом следующих уровней сейсмического воздействия - слабого землетрясения (СЗ), проектного землетрясения (ПЗ) и максимального расчетного землетрясения (МРЗ).

Сейсмические нагрузки, соответствующие СЗ, могут использоваться при проектировании зданий и сооружений класса последствий СС1 детальных карт ОСР-2004-А0 (для территорий АР Крым и Одесской области).

Сейсмические нагрузки, соответствующие ПЗ, должны использоваться при проектировании зданий и сооружений класса последствий СС1, СС2 с применением карт ОСР-2004-А, а также класса последствий СС2 с применением карт ОСР-2004-В (для территории Украины) или детальных карт ОСР-2004-А и ОСР-2004-В (для территорий АР Крым и Одесской области) согласно 5.1.1.

Сейсмические нагрузки, соответствующие МРЗ, должны использоваться при проектировании ответственных объектов класса последствий СС3 с применением карты ОСР-2004-С (для территории Украины) или детальной карты ОСР-2004-С (для территорий АР Крым и Одесской области).

При этом в аварийное сочетание нагрузок входят постоянные, переменные длительные и кратковременные нагрузки, эпизодические (сейсмические воздействия).

При расчете зданий и сооружений (кроме транспортных и гидротехнических) на аварийное сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий к расчетным значениям нагрузок вводятся коэффициенты сочетаний по таблице 6.1. Дополнительно следует учитывать коэффициенты ответственности  $\gamma_n$  в зависимости от класса последствий (ответственности) здания или сооружения в соответствии с ДБН В.1.2-14.

**Таблица 6.1** – Значения коэффициентов сочетаний расчетных нагрузок

Виды нагрузок	Значение коэффициента сочетаний, $\psi_c$
Постоянные для железобетонных, каменных и деревянных конструкций	0,9
То же для стальных конструкций	0,95
Временные длительные	0,8
Кратковременные (на перекрытия и покрытия)	0,5

**6.1.2** При расчете на аварийное сочетание температурные климатические воздействия, ветровые нагрузки, динамические воздействия от оборудования и транспорта, тормозные и боковые усилия от движения кранов не учитываются.

При определении расчетной вертикальной сейсмической нагрузки следует учитывать вес моста крана, вес тележки, а также вес груза, равного грузоподъемности крана, с коэффициентом 0,3.

Расчет сооружений и конструкций, имеющих массы на гибких подвесках, следует проводить на основе специальных исследований.

Расчетную горизонтальную сейсмическую нагрузку от веса мостов и тележек кранов следует учитывать в направлении перпендикулярном оси подкрановых балок. Снижение крановых нагрузок, предусмотренное ДБН В.1.2-2, при этом не учитывается.

Возможность расположения двух кранов на однокрановом пути в смежных шагах колонн здания при этом не учитывается.

## **6.2 Методы расчетов и их применение**

**6.2.1** Расчеты сооружений на аварийное сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий следует выполнять с использованием:

- спектрального метода (раздел 6.3);
- прямого динамического метода с применением инструментальных записей ускорений грунта при землетрясениях или набора синтезированных акселерограмм (раздел 6.4).
- нелинейного статического расчета, применяемого при необходимости учета нелинейной реакции конструкций и/или в качестве альтернативы нелинейному динамическому расчету (Приложение Г).

**6.2.2** Применяемые методы расчета на сейсмические воздействия приведены в таблице 6.2. Расчеты по спектральному методу следует выполнять для всех зданий и сооружений. В случае несовпадения результатов расчета по спектральному методу и прямому динамическому методу следует принимать более невыгодные значения нагрузок (при этом расчетные сейсмические нагрузки принимаются не ниже нагрузок, определенных по спектральному методу в соответствии с 6.3).

**6.2.3** Для зданий и сооружений простой геометрической формы с симметричным и регулярным расположением масс и жесткостей (согласно п.1, а) таблицы 6.2) расчетные сейсмические нагрузки следует принимать действующими горизонтально, как правило, в направлении продольной и поперечной осей плана здания или сооружения. Действие сейсмических нагрузок в указанных направлениях следует принимать отдельно.

При расчете зданий и сооружений с несимметричным и нерегулярным расположением масс и жесткостей следует выполнять расчеты конструкции при трех взаимно ортогональных направлениях действия сейсмических сил, а расчетные значения внутренних сил найти в соответствии с 6.3.12.

**Таблица 6.2 – Применяемые методы расчета на сейсмические воздействия**

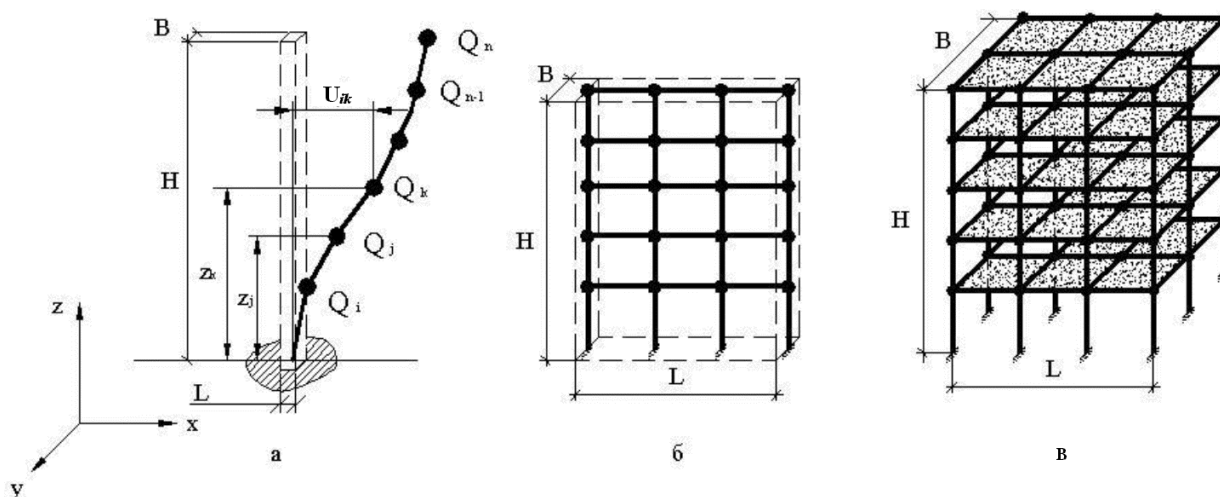
п/п	Метод расчета	Типы сооружений
1	<p>а) Спектральный метод с применением упрощенных расчетных моделей сооружений, с учетом поступательных колебаний, согласно 6.3.1 - 6.3.10;</p> <p>б) Спектральный метод с учетом, помимо поступательных, крутильных сейсмических воздействий (сейсмического момента, неравномерного поля колебаний грунта), согласно 6.3.11, 6.3.12.</p>	<p>Здания и сооружения простой геометрической формы с симметричным и регулярным расположением масс и жесткостей, с наименьшим размером в плане не более 30 м;</p> <p>Здания и сооружения несимметричные в плане или по высоте;</p> <p>Здания каркасные высотой 50 м и более в районах сейсмичностью 6 баллов.</p>
2	Прямой динамический метод, согласно 6.4 (при этом расчетные сейсмические нагрузки и моменты принимаются не ниже нагрузок, определенных по спектральному методу согласно п.1, б) настоящей таблицы).	<p>Здания и сооружения с принципиально новыми конструктивными решениями, не прошедшие экспериментальной проверки;</p> <p>Объекты класса последствий СС2 и СС3 в соответствии с ДБН В.1.2-14;</p> <p>Здания высотой более 15 этажей и сооружения высотой более или равной 50 м и сооружения с пролетами более 30 м;</p> <p>Здания и сооружения, оснащенные системой сейсмоизоляции и другими системами регулирования сейсмической реакции.</p>
3	Нелинейный статический расчет	<p>Здания простой геометрической формы с симметричным и регулярным расположением масс и жесткостей, с наименьшим размером в плане до 30 м включительно;</p> <p>Здания, оснащенные системой сейсмоизоляции и другими системами регулирования сейсмической реакции.</p> <p>Здания, эксплуатирующиеся в сейсмических районах, при определении их сейсмостойкости, проектировании реконструкции и усиления</p>

**6.2.4** Вертикальную составляющую сейсмического воздействия необходимо учитывать при расчете:

- горизонтальных и наклонных консольных конструкций;
- рам, арок, ферм и пространственных покрытий зданий и сооружений при пролетах: 24 м и более - для площадки сейсмичностью 7 баллов; 18 м и более – для площадки сейсмичностью 8 баллов; 12 м и более – для площадки сейсмичностью 9 баллов;
- прочности несущих стен из каменной кладки;
- сооружений и фундаментов на устойчивость, опрокидывание и сдвиг;
- свайных конструкций с высоким ростверком;
- опорных элементов сейсмоизоляции;
- перекрытий и фундаментных плит, проверяемых на продавливание (перекрытия в составе безригельных каркасов, фундаментные плиты высотных зданий со сквозными нижними этажами и др.);
- зданий и сооружений на устойчивость против опрокидывания или сдвига.

### 6.3 Спектральный метод расчета

**6.3.1** При определении расчетных значений горизонтальных сейсмических нагрузок на здания и сооружения высотой  $H$ , превышающей в два и более раз его ширину  $B$  и длину  $L$  допускается принимать расчетную схему (рисунок 6.1,а) в виде многомассового упруго-деформируемого консольного стержня, жестко заделанного в основании, несущего сосредоточенные массы весом  $Q_k$ , на уровне перекрытий, и совершающего колебательное движение по одному из направлений ( $x$  или  $y$ ).



- а) многомассовый консольный стержень;  
 б) многомассовая перекрестная система;  
 в) пространственная динамическая модель.

**Рисунок 6.1** - Расчетные схемы зданий и сооружений:

При ширине сооружения  $B$  меньшей в три и более раз двух других его размеров ( $H$  и  $L$ ) допускается принимать расчетную схему (рисунок 6.1,б) в виде многомассовой упруго-деформируемой перекрестной системы с сосредоточенными в узлах массами расположенными на уровне перекрытий.

Как правило, рекомендуется использовать пространственные расчетные динамические модели с сосредоточенными в узлах массами (рисунок 6.1,в).

Расчетное значение горизонтальной сейсмической нагрузки  $S_{ki}$ , приложенной к точке  $k$  и соответствующее  $i$ -ой форме собственных колебаний здания или сооружения, следует определять по формуле:

$$S_{ki} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot S_{0ki}, \quad (6.1)$$

где  $k_1$  – коэффициент, учитывающий неупругие деформации и локальные повреждения элементов здания (сооружения), значение которого определяется по таблице 6.3. С целью проектирования экономичных сейсмостойких конструкций с обеспечением заданного уровня безопасности рекомендуется использовать методику, представленную в Приложении Г и графики спектральных коэффициентов динамичности  $\beta_i$ , приведенные в Приложении Д (в зависимости от коэффициента податливости  $\mu$ ). Значение коэффициента  $k_1$  должно быть не менее указанного в таблице 6.3;

$k_2$  – коэффициент, учитывающий тип и назначение здания (сооружения) – принимается по таблице 6.4 и используется независимо от коэффициента надежности по ответственности  $\gamma_n$  согласно ДБН 1.2-14;

$k_3$  – коэффициент, учитывающий этажность здания свыше 5 этажей, определяемый по формуле:

$$k_3 = 1 + 0,04 \cdot (n - 5), \quad (6.2)$$

где  $n$  – количество этажей в здании.

Максимальное значение  $k_3$  принимается не более 1,6 (в том числе для рамных, рамно-связевых и связевых систем), а для стеновых и каркасно-стеновых конструктивных систем – не более 1,5.



**Таблица 6.3 – Коэффициент  $k_1$ , учитывающий неупругие деформации и локальные повреждения элементов зданий (сооружений)**

Конструктивные решения систем и несущих элементов	Значения $k_1$ при сейсмичности площадки, баллы		
	6	7-8	9
Здания и сооружения, в которых повреждения или неупругие деформации не допускаются, а также при определении дополнительных моментов от вертикальных нагрузок (см. 6.3.6, 6.3.7)	1,0		
Здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены остаточные деформации и повреждения, затрудняющие нормальную эксплуатацию при обеспечении безопасности людей и сохранности оборудования, возводимые:	0,25		
- со стальным каркасом;		0,25	0,3
- с железобетонным каркасом без вертикальных диафрагм или ядер жесткости;		0,35	0,45
- с железобетонным каркасом с вертикальными диафрагмами или ядрами жесткости;		0,3	0,4
- со стенами из монолитного железобетона и из крупных железобетонных панелей;		0,25	0,35
- с несущими стенами из крупных блоков и каркасно-каменными;		0,35	0,4
- с несущими стенами из каменной или кирпичной кладки;		0,4	0,45
- с системами сейсмоизоляции		$1/R_u$	$1/R_u$
Элементы зданий, рассчитываемые на "местные" сейсмические нагрузки (заполнение каркасов и перегородки в расчетах из плоскости, парапеты, козырьки и т.п.)	0,4	0,5	0,55
Здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены значительные остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов, их смещения, временно приостанавливающие нормальную эксплуатацию при обеспечении безопасности людей	0,2	0,2	0,3
<b>Примечание 1.</b> Значение коэффициента редукции $R_u$ определяется по методике Приложения Г.			
<b>Примечание 2.</b> Проектирование зданий с системами сейсмоизоляции выполняется с учетом требований раздела 12			

**Таблица 6.4 - Коэффициент  $k_2$ , учитывающий тип и назначение здания (сооружения)**

п/п	Характеристика сооружений	Значения $k_2$
1	Особо ответственные и уникальные сооружения, в том числе производственные корпуса, складские здания объектов химической промышленности с токсичными и отравляющими веществами, взрывоопасные корпуса химико-фармацевтической промышленности и сооружения нефтехимической промышленности	1,5
2	Сооружения с одновременным пребыванием большого числа людей (крупные вокзалы, аэропорты, театры, цирки, музеи, выставочные и концертные залы с числом мест более 1000 чел, крытые рынки и стадионы); Здания и сооружения, эксплуатация которых необходима при землетрясении или при ликвидации его последствий (системы энерго- и водоснабжения, системы пожаротушения, телефонной и телеграфной связи, производственные корпуса тяжелой промышленности с непрерывным циклом работы, банков, государственных и местных административных органов, больниц с травматологическими и хирургическими отделениями и т.п.)	1,4
3	Здания и сооружения больниц на 100 коек и более, родильных домов, акушерских корпусов, станций скорой помощи, школ, детских садов, высших учебных заведений, магистральных железных и автомобильных дорог и искусственные сооружения транспорта	1,3
4	Здания гостиниц, спальных корпусов учреждений отдыха на 250 мест и более	1,2
5	Высотные сооружения небольших размеров в плане (башни, мачты, дымовые трубы, отдельно стоящие шахты лифтов и т.п.) при отношении высоты сооружения $H$ к его ширине $B$ , равном или более 5, и большепролетные сооружения ( $L \geq 30$ м)	1,4
6	Каркасные здания, стеновое заполнение которых не оказывает влияние на их деформативность, при отношении высоты стоек $h$ к их поперечному размеру $b$ в направлении действия сейсмической нагрузки, равном или более 25	1,4
7	То же, но при $h/b$ равном или менее 15	1,0
8	Жилые, общественные и производственные здания, не указанные в п.п. 1-7	1,0

## Продолжение таблицы 6.4

п/п	Характеристика сооружений	Значения $k_2$
9	Здания и сооружения, разрушения которых не связано с гибелью людей, утратой материальных и культурных ценностей и не вызывает прекращения непрерывных технологических процессов или загрязнения окружающей среды (склады, крановые и ремонтные эстакады, небольшие мастерские, временные здания и сооружения, торговые павильоны и др.)	0,5
<p><b>Примечание 1.</b> Объекты по строке 1 утверждаются соответствующими центральными органами исполнительной власти.</p> <p><b>Примечание 2.</b> При промежуточных значениях <math>h/b</math> значение <math>k_2</math> принимается по интерполяции.</p> <p><b>Примечание 3.</b> Коэффициент <math>k_2</math> должен приниматься только один раз для зданий, указанных в строках 3,4 и 5.</p> <p><b>Примечание 4.</b> При использовании карты А0 для малоответственных зданий и сооружений (строка 8) значение коэффициента <math>k_2</math> принимается равным 1,0.</p>		

$S_{0ki}$  – горизонтальная сейсмическая нагрузка по  $i$ -ой форме собственных колебаний сооружения, которая определяется в предположении упругого деформирования конструкций по формуле:

$$S_{0ki} = Q_k \cdot a_0 \cdot k_{ep} \cdot \beta_i \cdot \eta_{ki}, \quad (6.3)$$

где  $Q_k$  – нагрузка, отвечающая массе, принятой в качестве сосредоточенной в точке  $k$  и определяемая с учетом коэффициентов согласно 6.1.1;

$a_0$  – расчетная амплитуда ускорения грунта, которая принимается равной 0,05; 0,1; 0,2 и 0,4 от ускорения свободного падения  $g$ ; соответственно, для районов сейсмичностью 6, 7, 8 и 9 баллов; при использовании ОСР-2004-А и ОСР-2004-В, в зависимости от расчетных значений  $a_0$  согласно таблице 6.5;

$k_{ep}$  – коэффициент, учитывающий нелинейное деформирование грунтов, вводится, если определение сейсмичности площадки выполнено на основе материалов инженерно-геологических изысканий согласно таблице 5.1, и принимается по таблице 6.6;

$\beta_i$  – спектральный коэффициент динамичности, соответствующий  $i$ -ой форме собственных колебаний здания или сооружения. Принимается по рис. 6.2 или табл. 6.7 в зависимости от периода  $i$ -ой формы и категории грунта по сейсмическим свойствам. При расчетах зданий (сооружений), указанных в пп. 1, б) и 3 таблицы 6.2, следует принимать значения коэффициентов динамичности по графикам, приведенным в Приложении Д в зависимости от коэффициента податливости  $\mu$ , определяемого по Приложению Г;

$\eta_{ki}$  – коэффициент, зависящий от формы собственных колебаний здания или сооружения и от места расположения нагрузки (рисунок 6.1); определяется по формуле:

а) для консольной расчетной схемы:

$$\eta_{ki} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n Q_j U_i(z_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j U_i^2(z_j)}; \quad (6.4)$$

где  $U_i(z_k)$  и  $U_i(z_j)$  – перемещения здания или сооружения при собственных колебаниях по  $i$ -ой форме;

$n$  – число сосредоточенных нагрузок.

б) для перекрестной и пространственной расчетных схем:

$$\eta_{ki} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n Q_j U_i(z_j) \cos(U_{ki}, U_0)}{\sum_{j=1}^n Q_j U_i^2(z_j)}, \quad (6.5)$$

где  $\cos(U_{ki}, U_0)$  – косинусы углов между направлениями перемещений  $U_{ki}$  и вектора сейсмического воздействия  $U_0$ .

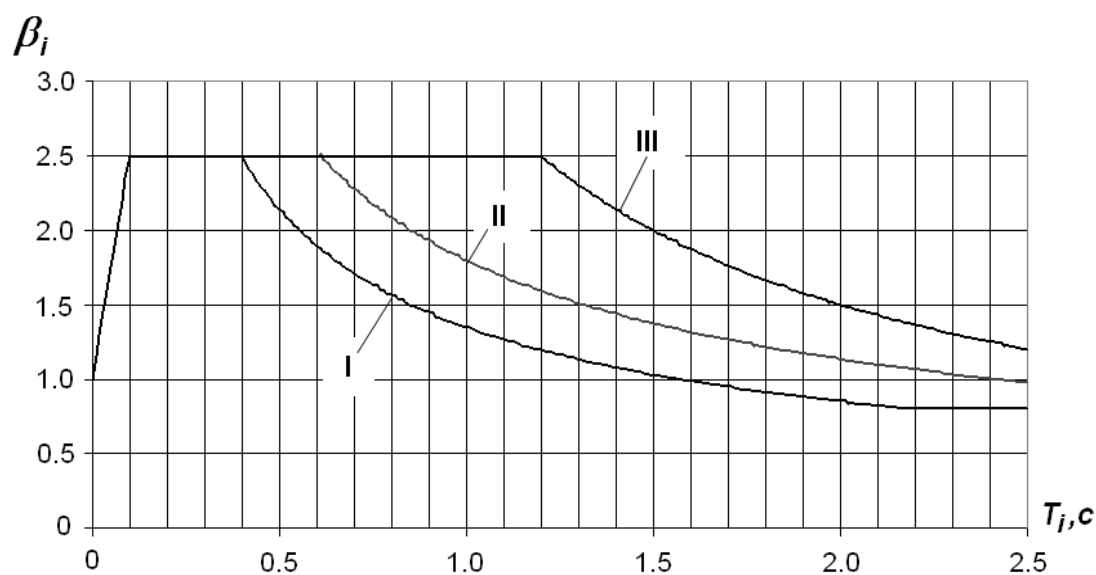
**Таблица 6.5** - Значения расчетных относительных ускорений  $a_0$  для данной площадки (населенного пункта) в зависимости от сочетаний расчетной сейсмической интенсивности на картах А и В

Номер сочетания	Интенсивность на картах, баллы шкалы сейсмической интенсивности по ДСТУ Б В.1.1-28		Расчетные значения $a_0$
	А	В	
1	6	6	0,05
2	6	7	0,08
3	7	7	0,10
4	7	8	0,15
5	8	8	0,20
6	8	9	0,30
7	9	9	0,40

**Примечание.** Указанные в таблице баллы сейсмической интенсивности должны быть определены с учетом результатов сейсмического микрорайонирования (СМР) площадки строительства как для повторяемости землетрясений 1 раз в 500 лет, так и для повторяемости 1 раз в 1000 лет.

**Таблица 6.6** - Значения коэффициента  $k_{гр}$ , учитывающего нелинейное деформирование грунта при интенсивных сейсмических колебаниях

Категория грунта	Сейсмичность площадки строительства в баллах			
	6	7	8	9
I	1,0	1,2	1,3	1,4
II	1,0	1,0	1,0	1,0
III	1,0	0,8	0,75	0,7
IV	По данным специальных исследований			



**Рисунок 6.2** – Зависимости спектрального коэффициента динамичности  $\beta_i$  от категории (I-III) грунта по сейсмическим свойствам и периода  $i$ -й формы собственных колебаний здания  $T_i$

**Таблица 6.7** - Значения коэффициента  $\beta_i$ 

Категория грунтов по сейсмическим свойствам	Участок графика $\beta_i$ при значении $T_i$	Значение $\beta_i$ или формула для вычисления $\beta_i (T_i)$
I	При $T_i \leq 0,1\text{с}$	$1+15 T_i$
	При $0,1\text{с} < T_i \leq 0,4\text{с}$	2,5
	При $T_i > 0,4\text{с}$	$1,35/T_i^{2/3}$
II	При $T_i \leq 0,1\text{с}$	$1+15 T_i$
	При $0,1\text{с} < T_i \leq 0,6\text{с}$	2,5
	При $T_i > 0,6\text{с}$	$1,8/T_i^{2/3}$
III	При $T_i \leq 0,1\text{с}$	$1+15 T_i$
	При $0,1\text{с} < T_i \leq 1,2\text{с}$	2,5
	При $T_i > 1,2\text{с}$	$3/T_i$
IV	По результатам специальных исследований	
<b>Примечание.</b> Значения коэффициентов $\beta_i$ следует принимать не менее 0,8 и не более 2,5.		

**6.3.2** Для предварительной оценки сейсмических нагрузок и расчетных динамических моделей системы «основание – фундамент - надземная часть здания (сооружения)» допускается принимать следующие экспериментальные зависимости периодов собственных колебаний  $T_1$  (с) по первой форме от высоты  $H$  (м) железобетонных каркасных и бескаркасных зданий:

- каркасные:  $T_1 = 0,055 \cdot H^{0,77}$ ;
- с монолитными стенами:  $T_1 = 0,013 \cdot H$ ;
- крупнопанельные:  $T_1 = 0,033 \cdot H^{0,81}$ .

**6.3.3** При расчете высоких сооружений небольших размеров в плане, таких как башни, мачты, дымовые трубы, отдельно стоящие шахты лифтов и т.п., а также железобетонных каркасных зданий значения коэффициентов  $k_2$  следует принимать по таблице 6.4.

**6.3.4** Вертикальную сейсмическую нагрузку в случаях, предусмотренных в 6.2.4, следует определять по формулам (6.1), (6.2) и (6.3), при этом значения относительных ускорений грунта  $a_0$  следует принимать с множителем 0,7, а коэффициент  $k_1 = 0,5$ .

**6.3.5** При определении усилий в конструкциях, подлежащих расчету с учетом вертикальных сейсмических нагрузок, следует учитывать одновременное действие вертикальных и горизонтальных сейсмических нагрузок.

Направление вертикальной нагрузки (вверх или вниз) следует принимать наиболее невыгодным для напряженного состояния рассматриваемого элемента.

**6.3.6** При расчете зданий высотой 73,5 м и более следует учитывать дополнительный момент от вертикальных нагрузок (статической и сейсмической) вследствие горизонтальных перемещений  $X_k$ , возникающих в результате деформаций сооружения и основания при сейсмических воздействиях. Значения перемещений  $X_k$  здания в  $k$ -ом уровне следует определять с использованием нелинейного статического расчета пространственной модели системы «основание – фундамент - надземная часть здания (сооружения)» по методике Приложения Г. Жесткостные и демпфирующие характеристики конструкций здания и основания следует определять согласно 6.4.12-6.4.14.

**6.3.7** Перемещения (прогибы)  $U_k$  и перекосы этажей (отношение разности горизонтальных перемещений верха и низа  $k$ -го этажа к его высоте)  $\Delta_k = \frac{U_k - U_{k-1}}{H_L}$

определяются от действия сейсмических нагрузок  $S_{ki}$  по 6.3.1 с использованием методики Приложения Г.

Допустимые значения перекосов этажей следует принимать по таблице 6.8.

**Таблица 6.8** – Допустимые значения перекосов этажей для трех эксплуатационных уровней

Конструктивные схемы зданий	Междуэтажный перекося для эксплуатационного уровня		
	СЗ	ПЗ	МРЗ
Стальной каркас	0,0067	0,012	0,02
Железобетонный каркас без вертикальных диафрагм или ядер жесткости	0,0067	0,012	0,03
Железобетонный каркас с вертикальными диафрагмами или ядрами жесткости	0,0025	0,017	0,025
Бескаркасные железобетонные монолитные, крупнопанельные и крупноблочные	0,0028	0,01	0,02
Бескаркасные со стенами каменными или армокаменными	0,0025	0,004	0,008
Каркасно-каменные здания	0,0025	0,004	0,008

Данные таблицы 6.8 получены в результате анализа нормативных документов нового поколения разных стран и ограничивают значения перекосов этажей в зависимости от эксплуатационных уровней, соответствующих определенной степени проявления пластических свойств и величин возникающих деформаций. Перечень эксплуатационных уровней, принятый в данных нормах, исходит из следующих положений:

- отсутствие повреждений и возможность продолжения эксплуатации здания после землетрясения – слабое землетрясение (СЗ);
- обеспечение безопасности жизнедеятельности и возможность проведения ремонтно-восстановительных работ после умеренного землетрясения – проектное землетрясение (ПЗ);
- обеспечение устойчивости сооружения, сохранности жизни людей, ценного оборудования и инфраструктуры, необходимой для ликвидации последствий землетрясения – максимальное расчетное землетрясение (МРЗ).

Уровни воздействия ПЗ и МРЗ установлены в Приложении А картами сейсмического районирования ОСР-2004-А (или ОСР-2004-В) и ОСР-2004-С, соответственно. В таблице 6.8 значения перекосов для уровня воздействия СЗ соответствуют требованию недопустимости разрушения перегородок и ограждающих конструкций зданий и сооружений.

**6.3.8** Учет высших форм колебаний производится по формуле:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}, \quad (6.6)$$

где  $N_p$  – усилия, напряжения или иные силовые факторы в элементах конструкций от сейсмической нагрузки;

$N_i$  – значения соответствующего фактора в рассматриваемом сечении, вызываемые сейсмическими нагрузками по  $i$ -ой форме колебаний;

$n$  – число учитываемых форм колебаний.

**6.3.9** Если значения периодов  $i$ -го и  $(i+1)$ -го тонов собственных колебаний здания (сооружения) отличаются менее чем на 10 %, то вместо формулы (6.6) необходимо применять формулу (6.7), учитывающую взаимную корреляцию обобщенных координат:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2 + 2 \sum_{i=1}^n \rho_i |N_i N_{i+1}|}, \quad (6.7)$$

где значения коэффициента  $\rho_i$  определяются по таблице 6.9 в зависимости от отношения периодов собственных колебаний сооружения по  $i$ -ой и  $(i+1)$ -ой формам  $T_{i+1}/T_i$ .

**Таблица 6.9** – Значения коэффициентов корреляции  $\rho_i$

Отношение периодов колебаний $T_{i+1}/T_i (T_i > T_{i+1})$	Коэффициент корреляции, $\rho_i$
1,0	1,0
0,97	0,9
0,95	0,8
0,93	0,7
0,9	0,5

**6.3.10** При расчетах по пространственным расчетным схемам необходимо определять сумму учтенных модальных масс, которые для  $i$ -й формы собственных колебаний и направления вдоль  $s$ -й координатной оси вычисляются по формуле:

$$M_{is} = \frac{1}{\rho_i^2} \frac{\left( \sum_{j=1}^n Q_k U_{ik} \cos(U_{ik}, I_s) \right)^2}{\sum_{j=1}^n Q_k \cdot \cos(U_{ik}, I_s)}, \quad (6.8)$$

где  $\rho_i^2 = \sum_{j=1}^n Q_k U_{ik}^2$ ;

$\cos(U_{ik}, I_s)$  - косинус угла между перемещением  $U_{ik}$   $l$ -го узла при собственных колебаниях по  $i$ -ой форме и направлением  $s$ -й координатной оси  $I_s$  (X, Y или Z).

Число учитываемых форм собственных колебаний здания (сооружения) при определении сейсмических нагрузок необходимо принимать из условия, чтобы сумма модальных масс была не менее 85 % полной суммы модальных масс при колебаниях здания (сооружения) в горизонтальном направлении и не менее 75 % этой суммы при колебаниях в вертикальном направлении.

Вычисленные значения усилий, напряжений, перемещений, деформаций определяются по формуле:

$$N = \sqrt{N_x^2 + N_y^2 + N_z^2}, \quad (6.9)$$

где  $N_x, N_y, N_z$  – значения соответствующего параметра при сейсмическом воздействии по оси X, Y, Z.

Для зданий (сооружений) с равномерным распределением жесткостей и масс по высоте при расчетах на основе консольной схемы (рисунок 6.1,а) число учитываемых форм собственных колебаний следует принимать не менее трех, если значение периода первой формы колебаний  $T_1 \geq 0,4$  с и учитывать только первую основную форму колебаний, если  $T_1 < 0,4$  с.

**6.3.11** Для зданий и сооружений, имеющих неравномерное распределение жесткостей и масс в плане здания или по высоте, сейсмические нагрузки следует определять по пространственной динамической модели (рисунок 6.1, в и Приложения Е).

**6.3.12** При расчете зданий и сооружений длиной или шириной более 30 м, а зданий с несимметричным планом и до 30 м, необходимо учитывать крутильную сейсмическую нагрузку (сейсмический момент).

Значения расчетного сейсмического момента  $M_k^{кр}$  на уровне  $k$ -го этажа допускается определять по формуле:

$$M_k^{кр} = P_k(e_k + e_s), \quad (6.10)$$

где  $P_k$  – значения горизонтальных инерционных сил на уровне  $k$ -го этажа;

$e_k$  - фактический эксцентриситет между центром масс и центром жесткостей  $k$ -го этажа, но не менее  $0,1B$ , где  $B$  – размер здания в направлении, перпендикулярном действию  $S_{ki}$ ;

$e_s$  – дополнительный расчетный эксцентриситет от вращательного движения грунта.

Значение  $e_s$  принимается равным  $0,02B$ ;  $0,05B$ ;  $0,06B$ , соответственно, при грунтах I, II и III категории по сейсмическим свойствам.

Определение расчетного сейсмического момента может быть выполнено по другой обоснованной методике.

#### **6.4 Прямой динамический метод расчета с применением акселерограмм**

**6.4.1** Прямые динамические расчеты зданий и сооружений следует выполнять с использованием акселерограмм (инструментальных записей ускорений грунта при землетрясениях или набора синтезированных акселерограмм).

Расчетные акселерограммы должны максимально полно моделировать сейсмические колебания свободной поверхности грунта при землетрясениях из близких и удаленных сейсмоактивных зон, с учетом особенностей излучения из очага, закономерностей затухания сейсмических колебаний с расстоянием и резонансных свойств грунта на строительной (эксплуатационной) площадке.

**6.4.2** При проектировании объектов класса последствий (ответственности) ССЗ в прямых динамических расчетах следует использовать расчетные акселерограммы, построенные для заданной вероятности непревышения максимальных сейсмических воздействий, соответствующей карте ОСР-2004-С. Расчетные акселерограммы строятся на основе инструментальных записей сильных и промежуточных по величине землетрясений, зарегистрированных непосредственно на строительной площадке, либо в условиях, близких к условиям площадки проектируемого здания или сооружения.

**6.4.3** При проектировании зданий и сооружений, указанных в п.1, б) и 2 таблицы 6.2, в прямых динамических расчетах допускается использование синтезированных акселерограмм, построенных с учетом условий строительной площадки и ее положения, относительно опасных сейсмогенных зон. При отсутствии инструментальных записей, для генерации акселерограмм могут использоваться расчетные методы и данные о приращении сейсмической балльности за счет влияния местных грунтовых условий строительной площадки, полученные при проведении ее сейсмического микрорайонирования.

**6.4.4** К синтезированным акселерограммам предъявляются следующие требования:

- шаг дискретизации акселерограмм во времени должен соответствовать частоте свертывания спектра и при этом составлять не более  $0,01$  с (частота дискретизации не менее  $100$  Гц);
- максимальная амплитуда акселерограммы не должна быть ниже значения стандартного максимального ускорения;
- на любой частоте в диапазоне  $0,2...33$  Гц значения спектра реакции синтезированной акселерограммы не должны отклоняться от соответствующих значений стандартного спектра более чем на  $10\%$ ;

- в момент окончания акселерограммы рассчитанные по ней скорость и смещение колебаний должны быть близкими к нулю.

**6.4.5** При проектировании зданий и сооружений, не привязанных к конкретной площадке, в прямых динамических расчетах рекомендуется использовать набор трехкомпонентных акселерограмм (таблица 6.10), включающих инструментальные записи сейсмических событий (строки 1 - 5) и синтезированные длиннопериодные акселерограммы (строки 6 - 8), построенные на основе записей колебаний грунтов, зарегистрированных цифровыми сейсмостанциями Украины при землетрясениях с эпицентрами в горах Вранча (Румыния).

Амплитуды синтезированных акселерограмм (строки 6 - 8 таблицы 6.10), в зависимости от сейсмичности площадки 6, 7, 8 и 9 баллов, необходимо умножать во всех случаях при выполнении прямых динамических расчетов зданий и сооружений на масштабный коэффициент  $K$ , соответственно: 0,5; 1,0; 2,0 и 3,3.

**Таблица 6.10** – Параметры инструментальных записей и синтезированных акселерограмм

№ п.п.	Шифр акселерограммы	Диапазон преобладающих периодов $T_{пер}, c$	Амплитуда максимального ускорения $A_{max}, m/c^2$	Шаг дискретизации, $\Delta t, c$	Количество значений $N$
1	B034-r	0,15-0,65	3,478	0,02	2197
	B034-t	0,1-0,55	4,257	0,02	2198
	B034-z	0,05-0,25	1,169	0,02	2194
2	B037-r	0,1-0,5	2,643	0,02	1518
	B037-t	0,1-0,5	3,408	0,02	1520
	B037-z	0,05-0,4	1,298	0,02	1518
3	D056-r	0,1-0,6	3,094	0,02	3089
	D056-t	0,1-0,5	2,654	0,02	3094
	D056-z	0,1-0,4	1,533	0,02	3092
4	000155XA(r)	0,5-2,0	1,974	0,01	4839
	000155YA(t)	0,4-1,6	1,69	0,01	4842
	000155ZA(z)	0,1-1,0	1,026	0,01	4824
5	006757XA(r)	0,2-1	2,73	0,01	2168
	006757XA(t)	0,25-0,75	2,972	0,01	2168
	006757XA(z)	0,1-0,2	1,227	0,01	2168
6	Vb6r	0,9-1,5	1,528	0,00781	17500
	Vb6t	0,5-1,4	0,876	0,00781	17500
	Vb6z	0,5-0,9	0,525	0,00781	17500
7	Vb7r	1,0-1,7	1,166	0,01001	17430
	Vb7t	1,0-1,7	1,490	0,01001	17430
	Vb7z	1,0-1,7	1,126	0,01001	17430
8	Vb8r	1,1-2,0	1,384	0,01001	16750
	Vb8t	1,1-2,0	1,495	0,01001	16750
	Vb8z	0,4-1,0	1,088	0,01001	16750

**Примечание.** Индексы. r, t, z в шифре акселерограммы – соответственно компоненты горизонтальная радиальная, горизонтальная тангенциальная (перпендикулярная к радиальной) и вертикальная.

**6.4.6** Максимальные значения ускорения относятся к горизонтальным составляющим колебаний. При отсутствии инструментальных записей, значения вертикальных ускорений основания допускается принимать равными 0,7 от значений горизонтальных ускорений.



**6.4.7** При проведении прямых динамических расчетов зданий и сооружений на стадии «Проект» допускается использовать набор акселерограмм, указанных в таблице 6.10. При этом необходимо принимать в качестве расчетных акселерограммы, преобладающие периоды которых близки к периодам собственных колебаний здания или сооружения. При рабочем проектировании необходимо использовать только акселерограммы площадки строительства, сгенерированные по результатам работ по сейсмическому микрорайонированию.

**6.4.8** При прямых динамических расчетах зданий и сооружений значения сейсмических нагрузок, перемещений и деформаций конструкций следует определять с учетом особенностей нелинейного деформирования конструкций и грунта основания.

Допускается выполнять расчет на воздействия акселерограмм эквивалентной одномассовой динамической системы, параметры которой определяются по методу спектра несущей способности, в соответствии с Приложением Г, и соответствуют динамической реакции пространственной многомассовой модели здания.

**6.4.9** При раздельном использовании в расчетах зданий и сооружений горизонтальных и вертикальных компонент акселерограмм следует принимать наиболее опасные для здания или сооружения направления сейсмических воздействий.

**6.4.10** Прямые динамические расчеты зданий с системами сейсмоизоляции, с адаптивными системами сейсмозащиты (включающимися и выключающимися связями, динамическими гасителями колебаний, демпфирующими устройствами и другими сейсмозащитными элементами) следует выполнять при научном сопровождении и при участии организаций, утвержденных в качестве базовых центральным органом исполнительной власти по вопросам строительства.

**6.4.11** При оценке сейсмостойкости и расчетах крепления оборудования, установленного на перекрытиях здания или сооружения, а также при определении сейсмических нагрузок на конструкции верхних надстроженных этажей необходимо выполнять расчет поэтажных акселерограмм и поэтажных спектров ответа.

Выполнение указанных расчетов допускается проводить с использованием воздействий в основании зданий и сооружений в виде синтезированных акселерограмм, рассчитанных для региональных и локальных условий строительной площадки.

**6.4.12** Расчет спектров ответа осцилляторов следует выполнять с шагом по частоте, приведенном в таблице 6.11. За расчетное значение спектра ответа осциллятора следует принимать максимальное значение его ускорения из всего временного интервала действия поэтажной акселерограммы.

**Таблица 6.11** – Значения шага по частоте в частотных диапазонах при расчетах спектров ответа осцилляторов

Частотные диапазоны, Гц	Шаг по частоте в соответствующем диапазоне, Гц
0,2 - 3,0	0,10
3,0 - 3,6	0,15
3,6 - 5,0	0,20
5,0 - 8,0	0,25
8,0 - 15,0	0,50
15,0 - 18,0	1,00
18,0 - 22,0	2,00
22,0 - 34,0	3,00

**Примечание.** Дополнительно необходимо рассчитывать спектры ответа для частоты, равной собственной частоте оборудования или конструкций надстроженных этажей

**6.4.13** При прямых динамических расчетах системы " основание – фундамент - надземная часть здания (сооружения) рекомендуется принимать экспериментальные значения логарифмических декрементов колебаний грунта и конструкций. В случае отсутствия опытных данных допускается принимать следующие значения декрементов колебаний:

- железобетонные, каменные, деревянные конструкции:  $\delta = 0,3$ ;
- стальные конструкции:  $\delta = 0,15$ .

Коэффициенты жесткости и демпфирования основания допускается определять по методике СНиП 2.02.05. При этом во всех случаях относительное демпфирование основания следует принимать не более 10 % от критического (логарифмический декремент колебаний  $\delta \leq 0,6$ ).

**6.4.14** При расчете системы «основание – фундамент - надземная часть здания (сооружения)» на сейсмические воздействия допускается использовать модули деформации ( $E_{st}$ ), полученные по результатам испытаний образцов грунта при знакопеременных динамических нагрузках.

**6.4.15** При прямых динамических расчетах системы «основание – фундамент - надземная часть здания (сооружения)» следует учитывать особенности нелинейного деформирования грунтов и инерционные свойства грунтового основания.

## 6.5 Расчеты элементов конструкций

**6.5.1** Подбор сечений элементов конструкций, их узлов и соединений производится по несущей способности в предположении статического приложения сейсмических нагрузок. В случаях, обоснованных технологическими требованиями, допускается выполнять расчёт по второй группе предельных состояний.

Расчеты конструкций зданий и сооружений следует выполнять с учетом физической и геометрической нелинейности.

**6.5.2** Расчетное значение усилия, напряжения или иного силового фактора, соответствующего расчетной комбинации сейсмической и других нагрузок, по которым реализуется проверка несущей способности конструктивного элемента сооружения, рассчитывается по следующей формуле:

$$N_d = \gamma_n N_{stat} + \frac{N_p}{m}, \quad (6.12)$$

где  $\gamma_n$  - коэффициент надежности по ответственности;

$N_{stat}$  - доля расчетного значения силового фактора, которая обусловлена всеми учтенными нагрузками, которые вошли в аварийное сочетание в соответствии с 6.1.1, кроме сейсмической нагрузки;

$N_p$  - доля расчетного значения силового фактора, связанная с сейсмической нагрузкой и определяемая в соответствии с 6.3.8, 6.3.9.

$m$  - коэффициент, учитывающий повышение механических свойств материалов при высоких скоростях нагрузки и определяется в соответствии с 6.5.4.

**Примечание.** Коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n$  определяется по таблице 5 ДБН В.1.2-14 в соответствии с классом последствий (ответственности) объекта строительства и категории ответственности их конструктивного элемента. При этом для расчетов на максимальные расчетные землетрясения (МРЗ) этот коэффициент принимается как для аварийной расчетной ситуации, а при расчетах на проектные землетрясения (ПЗ) - как для переходной расчетной ситуации.

**6.5.3** Для железобетонных и каменных несущих элементов следует ограничивать допускаемые значения коэффициента  $\gamma_s$ , учитывающего снижение прочности материалов при знакопеременных сейсмических нагрузках (таблица 6.12).

Для колонн, столбов и узких простенков (при проверке на внецентренное сжатие):

$$\frac{N_p^v}{R_p} \leq \gamma_s, \quad (6.13)$$

где  $N_p^v$  – расчетное значение усилия, определенное согласно 6.5.2, действующего в вертикальном направлении в наиболее нагруженном сечении несущих конструктивных элементов здания;

$R_p$  – расчетная несущая способность конструктивных элементов здания, несущих вертикальные нагрузки в том же сечении, где определялось  $N_p^v$ .

Для широких простенков, диафрагм, поперечных стен (при проверке на срез и на главные растягивающие напряжения):

$$\frac{N_p^h}{R_Q} \leq \gamma_s, \quad (6.14)$$

где  $N_p^h$  – расчетное значение усилия, определенное согласно 6.5.2, действующего в горизонтальном направлении в наиболее нагруженном сечении несущих конструктивных элементов здания;

$R_Q$  – расчетная несущая способность конструктивных элементов здания, воспринимающих горизонтальные нагрузки, в том же сечении, где определялось  $N_p^h$ .

**Таблица 6.12** - Предельные допускаемые значения коэффициента  $\gamma$  для железобетонных и каменных несущих конструкций в зависимости от интенсивности землетрясений в баллах

Баллы шкалы сейсмической интенсивности ДСТУ Б В.1.1-28	Значение коэффициента $\gamma_s$
6	0,95
7	0,8
8	0,7
9	0,6

**Примечание:** Значения коэффициента  $\gamma_s$  для монолитных перекрытий, проверяемых на продавливание, могут быть увеличены на 20% при сейсмичности 7, 8 и 9 баллов

**6.5.4** При расчете элементов конструкций по несущей способности и устойчивости, помимо коэффициентов условий работы, принимаемых в соответствии с другими нормами, следует вводить дополнительный коэффициент  $m$ , учитывающий реализацию повышенных механических свойств материалов при высоких скоростях нагружения и определяемый согласно таблицы 6.13.

Сечения элементов следует принимать не меньше, чем полученные по результатам расчёта на основное сочетание нагрузок.

**Таблица 6.13 – Значения коэффициента  $m$** 

Характеристика конструкций и соединений	Значение коэффициента $m$
<b>При расчетах по несущей способности:</b>	
Стальные и деревянные конструкции	1,3
Железобетонные со стержневой и проволочной арматурой (кроме проверки сопротивления по наклонному сечению):	
а) из тяжелого бетона с арматурой классов А240С, А400С, А500С; а также А-I, А-II, А-III, Вр-I	1,2
б) то же, с арматурой других классов;	1,1
в) из лёгкого бетона;	1,1
г) из ячеистого бетона с арматурой всех классов	1,0
3. Железобетонные, проверяемые по несущей способности наклонных сечений:	
а) колонны многоэтажных зданий;	0,9
б) прочие элементы	1,0
Каменные, армокаменные и бетонные конструкции:	
а) при расчёте на внецентренное сжатие;	1,2
б) при расчёте на сдвиг и растяжение	1,0
Сварные соединения	1,0
Болтовые и заклепочные соединения	1,1
<b>При расчетах на устойчивость</b>	
Стальные элементы гибкостью свыше 100	1,0
То же, с гибкостью до 20	1,2
То же, с гибкостью от 20 до 100	от 1,2 до 1,0 по интерполяции
<b>Примечание.</b> Приведенные в таблице коэффициенты вводятся только при расчете на аварийное сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий.	

## 7 ЖИЛЫЕ, ОБЩЕСТВЕННЫЕ, ПРОИЗВОДСТВЕННЫЕ ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

### 7.1 Общие положения

**7.1.1** Объемно-планировочные и конструктивные решения зданий и сооружений следует принимать с учетом указаний раздела 5. Этажность (высота) зданий не должна превышать значений, указанных в таблице 7.1. Высота дошкольных детских учреждений не должна превышать 2-х этажей, школьных учреждений и больниц – 3-х этажей. Хирургические и реанимационные отделения в больницах следует размещать на нижних двух этажах.

**7.1.2** Длина секций всех типов зданий, кроме деревянных и со стенами из ячеистых бетонных блоков, не должна превышать при расчетной сейсмичности 7-8 баллов – 80 м, 9 баллов – 60 м, деревянных и со стенами из ячеистого бетона – соответственно, 40 м и 30 м.

Длина секций зданий со стальным каркасом при нормативной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов не должна превышать 150 м. При этом длина секций всех типов зданий со стальным каркасом должна соответствовать требованиям норм для несейсмического строительства.

**Таблица 7.1 – Этажность жилых, общественных и промышленных зданий в зависимости от сейсмичности строительной площадки**

№ п/п	Несущие конструкции здания	Количество надземных этажей при расчетной сейсмичности строительной площадки (баллы)			
		6	7	8	9
1	Стальной каркас	нс	нс	16	12
2	Железобетонный каркас: - связевой или рамно-связевой с вертикальными железобетонными диафрагмами, связями или ядрами жесткости; - рамный с диафрагмами из штучной кладки; - рамный без диафрагм; - безригельный с железобетонными диафрагмами или ядрами жесткости; - безригельный без диафрагм	нс нс 12 16 7	16 9 7 12 4	12 7 5 9 3	9 5 3 7 2
3	Стены из монолитного железобетона	нс	24	20	12
4	Стены крупнопанельные железобетонные	нс	20	16	10
5	Каркасно-каменные	нс	10	7	5
6	Стены из крупных бетонных или виброкирпичных блоков: - двухрядной разрезки, соединенных между собой с помощью закладных деталей или арматурных выпусков; - двухрядной разрезки усиленные непрерывным вертикальным армированием	9 нс	5 9	4 7	2 4
7	Стены комплексной конструкции из кирпича, камня, мелких блоков из природного камня	12	5	4	3
8	Стены из кирпича, бетонных камней и мелких блоков	9	4	3	2
9	Стены комплексной конструкции из мелких ячеисто-бетонных блоков	4	2	2	1
10	Стены деревянные щитовые, бревенчатые, брусчатые	нс	3	2	1

**Примечание 1.** Требования к строительству в 6-ти балльных зонах в соответствии с 7.12.  
**Примечание 2.** Высота этажа многоэтажных зданий принята не более 4 м для жилых и общественных зданий и 6 м для промышленных.  
**Примечание 3.** Обозначение **нс** в таблице указывает на то, что здания проектируются по требованиям для несейсмических районов.  
**Примечание 4.** Под первым этажом в данном документе понимается объем, ограниченный перекрытием, лежащим выше отметки заземления здания в грунте. В число этажей учитывается также неполный этаж (машинные отделения лифтовых шахт и другие) в случаях, если его масса составляет более 30 % ниже расположенного яруса.  
**Примечание 5.** Количество этажей в зданиях с каменными стенами (строки 7 и 8) при гарантированном нормальном сцеплении в кладке  $f_{хк1} \geq 180$  кПа (1,8 кгс/см<sup>2</sup>) может быть увеличено в районах сейсмичностью 7 и 8 баллов на один этаж.  
**Примечание 6.** Проектирование зданий этажностью более, чем указано в таблице, допускается на основании обоснования, согласованного с центральным органом исполнительной власти по вопросам строительства, как для объектов экспериментального строительства. Сейсмостойкость таких объектов следует обеспечивать путем устройства систем сейсмоизоляции с учетом требований 5.2.6 и раздела 12 настоящих норм.  
**Примечание 7.** По строке 9 необходимо применять блоки марки по плотности не ниже D600 и по прочности на сжатие класса не менее C8/10.

**7.1.3** В зданиях с несущими стенами, кроме наружных продольных стен, должно, как правило, быть не менее одной внутренней продольной стены. Допускается не устраивать внутреннюю продольную стену в зданиях высотой до двух этажей при необходимости обеспечения определенных технологических процессов, и при условии обеспечения сейсмостойкости конструкций здания.

**7.1.4** Здания должны иметь правильную форму в плане. Смежные участки здания выше или ниже планировочной отметки не должны иметь перепады по высоте более 5 м.

Перекрытия в зданиях следует располагать на одном уровне.

**7.1.5** Здания следует разделять антисейсмическими швами на отсеки, если:

- их объемно-планировочные и конструктивные решения не соответствуют требованиям 7.1.2, 7.1.4 настоящих норм;
- отдельные объемы здания в пределах общего плана, не являясь ядрами жесткости, имеют резко отличные (более 30 %) жесткости или массы.

В одноэтажных зданиях высотой до 10 м при сейсмичности 7 баллов и менее антисейсмические швы допускается не устраивать.

**7.1.6** Антисейсмические швы должны разделять здания по всей высоте.

В фундаментах рекомендуется устройство антисейсмических швов.

Температурные и осадочные швы следует выполнять как антисейсмические.

**7.1.7** Антисейсмические швы следует выполнять путем возведения парных стен или рам, либо рамы и стены.

Ширина антисейсмических швов на каждом уровне должна быть не меньше суммы взаимных горизонтальных смещений отсеков от расчетной нагрузки, определенных в соответствии с настоящими нормами. В зданиях жестких конструктивных схем высотой до 5 м ширину антисейсмических швов следует принимать 30 мм, а для большей высоты увеличивать не менее чем на 20 мм на каждые 5 м высоты здания. Следует обосновывать ширину принимаемых антисейсмических швов расчётом и назначать большие значения из двух рассматриваемых значений.

При наличии факторов, которые могут привести к значительным неравномерным деформациям основания (просадочные грунты, карст, подработка и т.п.) при проектировании антисейсмических швов, необходимо учесть возможные взаимные крены соседних отсеков сооружения.

Конструкция примыкания секций в зоне антисейсмических швов не должна препятствовать их взаимным горизонтальным перемещениям при землетрясениях.

**7.1.8** Лестничные клетки следует предусматривать закрытыми с естественным освещением, как правило, через окна в наружных стенах. Расположение и количество лестничных клеток следует принимать в соответствии с нормативными документами по противопожарным нормам проектирования зданий, но не менее одной между антисейсмическими швами в зданиях высотой более трех этажей.

Устройство основных лестничных клеток в виде конструкций, не связанных с конструкциями здания или сооружения, не допускается.

**7.1.9** Лестничные клетки и лифтовые шахты каркасных зданий с заполнением, не участвующим в работе каркаса, следует устраивать в виде ядер жесткости, воспринимающих сейсмическую нагрузку, или в виде встроенных конструкций с поэтажной разрезкой, не влияющих на жесткость каркаса. Для зданий высотой до 5 этажей при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов, как правило, лестничные клетки и лифтовые шахты допускается устраивать в пределах плана здания в виде конструкций, отделенных от каркаса здания. В остальных случаях необходимо обеспечить устойчивость и отдельную работу таких конструкций.

**7.1.10** Лестницы следует выполнять, как правило, из крупных сборных элементов, соединяемых между собой с помощью сварки либо из монолитного железобетона. Допускается применение металлических или железобетонных косоуров с наборными ступенями при условии соединения с помощью сварки или на болтах косоуров с площадками и ступеней с косоурами.

Междуэтажные лестничные площадки следует заделывать в стены. В каменных зданиях площадки должны заделываться на глубину не менее 250 мм.

Устройство консольных ступеней, заделанных в каменную кладку, не допускается.

**7.1.11** При проектировании зданий и сооружений следует проверять расчетом крепление высокого и тяжелого оборудования к несущим конструкциям зданий и

сооружений, а также учитывать сейсмические усилия, возникающие при этом в несущих конструкциях.

**7.1.12** В городах и поселках городского типа строительство домов со стенами из сырцового кирпича, самана и грунтоблоков запрещается. В сельских населенных пунктах на площадках сейсмичностью до 8 баллов допускается строительство одноэтажных зданий из этих материалов при условии усиления стен деревянным антисептированным каркасом с диагональными связями.

**7.1.13** Жесткость стен каркасных деревянных домов должна обеспечиваться раскосами или панелями из конструктивной фанеры. Брусчатые и бревенчатые стены следует собирать на нагелях и болтах.

## **7.2 Основания и фундаменты**

**7.2.1** Проектирование фундаментов зданий следует выполнять в соответствии с требованиями действующих норм по проектированию оснований зданий и сооружений и свайных фундаментов.

Расчёт буронабивных свай в процессе проектирования, при производстве которых осуществляется извлечение обсадных труб, следует производить с уменьшенными расчётными диаметрами по сравнению с их номинальными значениями в соответствии с 2.3.5.2 ДБН В.2.6-98.

Глубину заложения фундаментов рекомендуется увеличивать путем устройства подвальных этажей.

**7.2.2** Фундаменты зданий высотой 16 этажей и более на нескальных грунтах следует, как правило, принимать свайными или в виде сплошной фундаментной плиты с заглублением подошвы плиты относительно планировочной отметки поверхности не менее чем на 4,5 м.

**7.2.3** Фундаменты зданий, возводимых на нескальных грунтах должны, как правило, устраиваться на одном уровне, за исключением зданий высотой до 5 этажей, а сваи предусматриваются одинаковой длины. Подвальные этажи следует предусматривать под всем зданием. При расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов допускается устройство подвала под частью здания. При этом следует располагать его симметрично относительно главных осей здания.

Для зданий выше двенадцати этажей устройство подвала под всем зданием обязательно.

**7.2.4** При строительстве на нескальных грунтах по верху сборных ленточных фундаментов следует укладывать слой раствора марки М100 по прочности на сжатие согласно ДСТУ Б В.2.7-23 толщиной не менее 40 мм и продольную арматуру диаметром 10 мм в соответствии с ДСТУ 3760 в количестве три и четыре стержня при сейсмичности 7 и 8 баллов соответственно. Продольные стержни должны быть соединены поперечными стержнями с шагом (300 - 400) мм. В случае выполнения стен подвала из сборных панелей или монолитными, конструктивно связанными с ленточными фундаментами, укладка армированного слоя строительного раствора не требуется.

В районах сейсмичностью 9 баллов ленточные фундаменты должны выполняться, как правило, монолитными.

**7.2.5** В фундаментах и стенах подвала из крупных блоков должна быть обеспечена перевязка кладки в каждом ряду, а также во всех углах и пересечениях на глубину не менее 1/3 высоты блока; фундаментные блоки следует укладывать в виде непрерывной ленты. Для заполнения швов между блоками следует применять строительный раствор марки по прочности на сжатие не ниже М50.

В зданиях при расчетной сейсмичности 9 баллов стены подвалов должны предусматриваться монолитными или, при соответствующем обосновании, сборно-

монолитными.

В каждом ряду блоков в местах углов, примыканий и пересечений устанавливать арматурные сетки с заведением их на 70 см от мест пересечения стен.

**7.2.6** Горизонтальные гидроизоляционные слои в зданиях следует выполнять из строительного раствора на цементном вяжущем.

**7.2.7** Фундаменты и стены подвалов из бутобетона допускаются в зданиях до 5-ти этажей при расчетной сейсмичности 7-8 баллов. Количество бутобетонного камня, прочности на сжатие не ниже 20 МПа, не должно превышать 25 % общего объема фундаментов и стен, класс прочности бетона на сжатие - по расчету, но не ниже С12/15 согласно ДСТУ Б В.2.7-176.

### 7.3 Перекрытия и покрытия

**7.3.1** Перекрытия и покрытия следует выполнять в виде жестких горизонтальных дисков, надежно соединенных с вертикальными конструкциями здания и обеспечивающие их совместную работу при сейсмических воздействиях.

**7.3.2** Жесткость сборных железобетонных перекрытий и покрытий следует обеспечивать с помощью следующих конструктивных решений:

- устройством сварных соединений плит между собой, элементами каркаса или стенами;
- устройством монолитных железобетонных обвязок (антисейсмических поясов) с анкерровкой в них выпусков арматуры из плит;
- замоноличиванием швов между элементами перекрытий.

Боковые грани панелей (плит) перекрытий и покрытий должны иметь шпоночную или рифленую поверхность. Для связи с антисейсмическим поясом, каркасом или стенами в панелях (плитах) следует предусматривать арматурные выпуски или закладные детали.

При устройстве проемов в перекрытиях для лестничных клеток и лифтовых шахт их рекомендуется располагать ближе к геометрическому центру. При этом проем не должен размыкать контур перекрытия. При ослаблении диска перекрытия проемом с размерами более 50 % ширины здания необходимо предусматривать дополнительное усиление перекрытия в смежных пролетах.

**7.3.3** Длина участка опирания плит перекрытий и покрытий на несущие конструкции принимается не менее:

- на кирпичные и каменные стены – 120 мм;
- на стены из вибрированных кирпичных панелей или блоков – 100 мм;
- на железобетонные и бетонные стены, на стальные и железобетонные балки (ригели), при опирании по двум сторонам – 80 мм;
- при опирании по контуру – 60 мм.

**7.3.4** Опирание деревянных, металлических и железобетонных балок на каменные и бетонные стены должно быть не менее 200 мм. Опорные части балок должны быть надежно закреплены к несущим конструкциям зданий.

Перекрытия в виде прогонов (балок) с вкладышами между ними должны быть усилены с помощью слоя монолитного армированного бетона класса не ниже класса бетона по прочности на сжатие С12/15 толщиной не менее 40 мм.

**7.3.5** В двухэтажных зданиях в районах сейсмичностью 7 баллов, и в одноэтажных зданиях в районах сейсмичностью 8 баллов, при расстояниях между стенами не более 6 м в обоих направлениях допускается устройство деревянных перекрытий (покрытий). Балки перекрытий (покрытий) следует анкерить в антисейсмическом поясе и устраивать по ним диагональный настил.



**7.3.6** Покрытия зданий следует проектировать из конструкций, которые максимально снижают их вес, используя, например в стальных каркасах, профилированный настил и эффективные утеплители.

**7.3.7** Междуетажные перекрытия в зданиях со стальными каркасами рекомендуется выполнять преимущественно монолитными железобетонными. В случаях применения сборных железобетонных перекрытий следует предусматривать конструктивные противосдвиговые мероприятия (монолитные обвязочные пояса, шпоночные стыки между панелями и др.), аналогичные тем, что рекомендуются для сейсмостойких зданий с железобетонными каркасами.

**7.3.8** Покрытия и перекрытия зданий, объединяющие отдельные элементы конструкций в пространственный каркас, должны создавать жесткий в своей плоскости диск. Для увеличения жесткости этого диска в покрытиях с использованием стального профилированного настила необходимо предусматривать систему связей в плоскости верхних поясов ферм, в которой роль распорок могут выполнять прогоны.

**7.3.9** Жесткость покрытий, выполняемых из стального профилированного настила, следует обеспечивать за счет крепления листов профилированного настила в каждой волне к прогонам или к верхним поясам стропильных конструкций. Между собой листы профилированного настила следует скреплять заклепками, шаг которых не должен превышать 250 мм.

#### **7.4 Перегородки, балконы, эркеры, архитектурные элементы здания**

**7.4.1** Перегородки следует выполнять легкими, как правило, крупнопанельной или каркасной конструкций. Перегородки из мелкогабаритных изделий (кирпича, камней из природных и искусственных материалов, гипсовых плит и т.п.) могут применяться при сейсмичности 6, 7 и 8 баллов в зданиях до девяти этажей, а при сейсмичности 9 баллов в зданиях до пяти этажей.

**7.4.2** Перегородки должны быть прикреплены к вертикальным конструкциям здания, а при длине более 3 м – и к перекрытиям. Конструкция крепления перегородок к несущим элементам здания должна исключать возможность передачи на них горизонтальных нагрузок, действующих в их плоскости, обеспечивая при этом их устойчивость из плоскости.

Для обеспечения независимого деформирования перегородок следует предусматривать антисейсмические швы вдоль вертикальных торцевых и верхних горизонтальных граней перегородок и несущими конструкциями здания. Ширина швов принимается по максимальной величине перегиба этажей здания при действии расчетных нагрузок, но не менее 20 мм.

Швы заполняются упругим эластичным материалом. Допускается выполнять перегородки подвесными с ограничителями из их плоскости.

**7.4.3** Прочность перегородок и их креплений из плоскости должна быть подтверждена расчетом на действие местных сейсмических нагрузок. Нормальное сцепление кладки перегородок из мелкогабаритных изделий должно быть  $f_{xk1} \geq 60$  кПа (0,6 кгс/см<sup>2</sup>).

**7.4.4** Перегородки из кирпича и камня следует армировать на всю длину не реже чем через 70 см по высоте, а перегородки из гипсовых плит не реже чем через два ряда арматурными стержнями общим сечением в шве не менее 0,2 см<sup>2</sup>. Перегородки, прочность которых не соответствует результатам расчета на нагрузки из плоскости, а также при величине нормального сцепления в кладке  $f_{xk1} < 60$  кПа (0,6 кгс/см<sup>2</sup>), следует усиливать армированием в наружных слоях штукатурки и введением дополнительных вертикальных и горизонтальных элементов усиления, соединенных с несущими конструкциями здания.

Данные требования не распространяются на стены и перегородки из мелкоштучного ячеистого бетона, которые должны быть запроектированы по специальным нормативным документам.

**7.4.5** Вынос балконов в зданиях с кирпичными и каменными стенами не должен превышать 1,5 м.

**7.4.6** В районах сейсмичностью до 8 баллов включительно допускается устройство эркеров с усилением образованных в стенах проемов железобетонными рамами и с установкой металлических связей стен эркеров с основными стенами.

**7.4.7** Между стенами шахты лифтов, не являющимися ядрами жесткости, и несущими конструкциями зданий, высотой свыше 5 этажей, должны предусматриваться деформационные швы шириной не менее удвоенного горизонтального перемещения здания и не менее 80 мм.

**7.4.8** В крышах из мелкоштучных элементов (черепица, кровельная плитка и т.п.) необходимо предусматривать крепление каждого элемента к несущим конструкциям.

**7.4.9** Отделку помещений, предназначенных для постоянного пребывания в них людей, рекомендуется выполнять легкими материалами. Облицовка стен и других частей зданий допускается при условии их крепления анкерами. Оштукатуривание потолков при железобетонных перекрытиях запрещается.

**7.4.10** Не рекомендуются в жилых зданиях фасады с применением тяжелых декоративных элементов, скульптурных украшений, карнизов и парапетов. В случае необходимости их устройства они должны быть закреплены со зданием на основе отдельного расчета.

## **7.5 Особенности проектирования железобетонных конструкций**

**7.5.1** Проектирование изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов выполняется в соответствии с ДБН В 2.6-98 и ДСТУ Б В.2.6-156 с учетом требований и рекомендаций данных норм.

**7.5.2** Во внецентренно сжатых элементах а также в сжатой зоне изгибаемых элементов при расчетной сейсмичности 8 и более баллов хомуты должны ставиться по расчету и на расстояниях - при  $f_{ywd} \leq 300$  МПа (3000 кгс/см<sup>2</sup>) – не более 400 мм и не более 12 Ø при вязаных каркасах и не более 15 Ø - при сварных, где Ø – наименьший диаметр продольных сжатых стержней.

При этом поперечная арматура должна обеспечивать закрепление сжатых стержней от изгиба в любом направлении.

Если общее насыщение внецентренно сжатого элемента продольной арматурой превышает 3 %, хомуты должны устанавливаться на расстоянии не более 8 Ø и не более 250 мм.

В вязаных каркасах концы хомутов необходимо загибать вокруг стержней продольной арматуры и заводить вовнутрь тела бетона не менее чем на 6 Ø хомута.

**7.5.3** В предварительно-напряженных конструкциях, подлежащих расчету на аварийное сочетание нагрузок с учетом сейсмического воздействия, усилия, определяемые из условий несущей способности сечений, должны превышать усилия, воспринимаемые сечениями при образовании трещин, не менее чем на 25 %.

**7.5.4** В предварительно-напряженных конструкциях не допускается применять арматуру, для которой относительное удлинение после разрыва ниже 2 %.

**7.5.5** При сейсмичности 9 баллов не допускается применять арматурные канаты и стержневую арматуру периодического профиля диаметром более 28 мм без специальных анкеров.

**7.5.6** В предварительно-напряженных конструкциях с натяжением арматуры на бетон напрягаемую арматуру следует располагать в закрытых каналах, замоноличиваемых в дальнейшем бетонной смесью или специальным строительным раствором.

## **7.6 Каркасные здания**

**7.6.1** В многоэтажных каркасных зданиях системой, воспринимающей горизонтальную сейсмическую нагрузку, может служить пространственный каркас с жесткими рамными узлами, пространственный каркас с жесткими рамными узлами с заполнением, участвующим в восприятии сейсмической нагрузки, каркас с вертикальными связями, диафрагмами или ядрами жесткости, безригельный каркас.

При расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов допускается применение наружных каменных стен и внутренних железобетонных или металлических рам (стоек). При этом должны выполняться требования, установленные для каменных зданий. Высота таких зданий не должна превышать 7 м.

**7.6.2** В одноэтажных каркасных зданиях может применяться каркас со стойками, заземленными в фундаментах, и шарнирно или жестко сопряженными с пролетными конструкциями. В каркасах со стальными колоннами соединение стоек с фундаментами может быть шарнирным.

В продольном направлении каркасы могут выполняться с установкой связей между стойками. Жесткость покрытия обеспечивается установкой горизонтальных и вертикальных связей между фермами и ригелями, надежным креплением плит покрытия и профилированного настила к пролетным конструкциям.

**7.6.3** Диафрагмы, связи и ядра жесткости, воспринимающие горизонтальную нагрузку, должны быть непрерывными по всей высоте здания и располагаться в обоих направлениях равномерно и симметрично относительно его центра тяжести. Максимальное расстояние между диафрагмами, как правило, не должно превышать 12 м.

**7.6.4.** В качестве ограждающих стеновых конструкций следует, как правило, применять легкие навесные панели. Допускается устройство кирпичного и каменного заполнения, удовлетворяющего требованиям 7.10.3 и 7.10.4.

Применение ненесущих стен из каменной кладки допускается при шаге пристенных колонн не более 6 м и при высоте стен 12, 9 и 6 м на площадках сейсмичности 7, 8 и 9 баллов, соответственно.

**7.6.5** Ненесущие стены должны иметь гибкие связи с конструкциями каркаса, не препятствующими горизонтальным смещениям каркаса вдоль стен. Между поверхностями стен и колоннами каркаса должен предусматриваться зазор не менее 20 мм. По всей длине стен в уровне плит покрытия и верха оконных проемов и не более чем через 6 м по высоте в глухих стенах должны предусматриваться антисейсмические пояса, соединенные с каркасом здания гибкими связями, не препятствующими горизонтальным смещениям каркаса вдоль стен.

При сейсмичности 9 баллов ненесущие стены следует выполнять каркасно-каменными.

В местах пересечений поперечных стен с продольными должны устраиваться антисейсмические швы на всю высоту стен.

**7.6.6** Заполнение, участвующее в работе каркаса, рассчитывается и конструируется, как диафрагмы. Ненесущее заполнение отделяется от элементов каркаса антисейсмическими швами. При этом кладку стен из кирпича или камня следует в обязательном порядке усиливать вертикальными железобетонными включениями (сердечниками) или металлическими опорами.

**7.6.7** Элементы сборных колонн многоэтажных каркасных зданий следует, по возможности, изготавливать высотой в несколько этажей. Стыки сборных колонн должны располагаться в зоне с наименьшими изгибающими моментами с соединением продольной арматуры ванной сваркой или парными накладками.

**7.6.8** Центральная зона жестких узлов железобетонных каркасов должна быть усилена косвенным армированием в виде сварных сеток, спиралей или замкнутых хомутов, устанавливаемых по расчету. Если по данным расчета косвенное армирование не требуется, то центральную зону узла следует армировать конструктивно замкнутыми хомутами из стержней диаметром не менее 8 мм с шагом не более 100 мм. Участки ригелей и колонн, примыкающие к жестким узлам на расстоянии, равном полуторной высоте их сечения, должны армироваться замкнутой поперечной арматурой (хомутами), устанавливаемой по расчету, но не более чем через 100 мм.

**7.6.9** В колоннах рамных каркасов многоэтажных зданий при сейсмичности 8 и 9 баллов шаг хомутов не должен превышать  $0,5 h$ , но не более 300 мм, где  $h$  – наименьший размер стороны колонны прямоугольного или таврового сечения. Диаметр хомутов следует принимать не менее 8 мм.

**7.6.10** Толщину плит перекрытий монолитного безригельного каркаса следует принимать не менее 200 мм, класс бетона по прочности согласно ДСТУ б В.2.6-176 – не менее С16/20 и пролётом не более 6,6 м. В других случаях следует предусмотреть меры по исключению в конструктивных решениях узлов «плита - колонна (пилястра)» возможного возникновения хрупкого разрушения бетона при сейсмических нагрузках.

**7.6.11** Соединение рабочей продольной арматуры в монолитных элементах должно выполняться:

а) в колоннах и ригелях каркасных зданий на сварке. В 6-ти и 7-ми балльных зонах при диаметре продольной арматуры до 22 мм допускается соединение внахлестку без сварки, но при этом длина перепуска арматуры должна соответствовать значениям приведенным в нормативных документах на бетонные и железобетонные конструкции или стержни должны заканчиваться «лапками» или другими анкерными устройствами;

б) в диафрагмах каркасных зданий, плитах перекрытий, шахтах лифтов и других элементах, кроме указанных в пункте а), на сварке, а в 7 и 8 балльных районах допускается соединение арматуры диаметром до 22 мм внахлестку без сварки.

## **7.7 Здания с несущими стенами из монолитного железобетона**

**7.7.1** Монолитные здания следует проектировать, как правило, в виде перекрестно стеновой системы с несущими или ненесущими наружными железобетонными стенами.

При технико-экономическом обосновании монолитные здания могут проектироваться ствольно-стеновой конструкции с одним или несколькими стволами.

**7.7.2** Внутренние поперечные и продольные стены должны быть сквозными и без изломов в плане. Максимальное расстояние между стенами не должно превышать 7,2 м. В зданиях с ненесущими наружными стенами следует предусматривать не менее двух внутренних продольных (поперечных) стен.

Выступ наружных стен в плане допускается до 4 м при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов, 2 м – при 9 баллах.

**7.7.3** Перекрытия могут предусматриваться монолитными, сборными и сборно-монолитными.

**7.7.4** Стены лоджий должны выполняться как продолжение наружных стен.

**7.7.5** При расчете конструкций следует проверять прочность горизонтальных и наклонных сечений глухих стен и простенков, вертикальных сопряжений стен, нормальных сечений в опорных зонах перемычек, сечений по полосе между возможными наклонными трещинами и по наклонной трещине.

**7.7.6** Следует предусматривать конструктивное армирование по полю стен вертикальной и горизонтальной арматурой площадью сечения у каждой плоскости стены не менее 0,025% площади соответствующего сечения стены, в пересечениях стен, местах резкого изменения толщины стены, у граней проемов арматурой площадью сечения не менее 2 см<sup>2</sup>.

**7.7.7** Армирование стен следует, как правило, выполнять пространственными каркасами, установленными вертикально или горизонтально и объединенными отдельными стержнями. При этом диаметр вертикальной арматуры при конструктивном армировании должен быть не менее 10 мм и шаг не более 900 мм, горизонтальной – диаметр не меньше 6 мм, шаг не более 600 мм. Армирование широких простенков может выполняться диагональными каркасами.

**7.7.8** Соединение стержней и арматурных каркасов при бетонировании конструкций монолитных зданий допускается осуществлять в 7 и 8 балльных зонах при диаметре стержней до 22 мм нахлесткой, в зонах 9 баллов – нахлесткой с «лапками» или с другими анкерными устройствами на конце. При диаметре стержней более 22 мм соединение должно выполняться с помощью сварки. Возможно стыкование арматуры с помощью специальных механических соединений (опрессованных или резьбовых муфт).

**7.7.9** Перемычки следует армировать пространственными каркасами, которые следует заводить за грань проема по требованиям нормативного документа на бетонные и железобетонные конструкции, но не менее чем на 500 мм. Высокие перемычки могут армироваться диагональными каркасами.

**7.7.10** Вертикальные стыковые соединения стен следует армировать горизонтальными арматурными стержнями, площадь которых определяется расчетом, но должна быть не меньше 0,5 см<sup>2</sup> на 1 погонный м шва в зданиях до 5 этажей на 7 и 8 балльных территориях и не менее 1 см<sup>2</sup> на 1 погонный метр шва в остальных случаях.

## **7.8 Крупнопанельные здания**

**7.8.1** Крупнопанельные здания следует проектировать с продольными и поперечными несущими сквозными стенами. Поперечные и продольные стены совместно с перекрытиями и покрытиями образуют единую пространственную систему, воспринимающую сейсмические нагрузки. Выступы наружных стен в плане не должны превышать 3,0 м.

Панели стен и перекрытий следует предусматривать, как правило, размером на комнату. В зданиях с широким шагом поперечных стен (более 4,2 м) допускается панели перекрытий предусматривать из двух элементов со стыковкой между собой.

**7.8.2** Армирование стеновых панелей следует выполнять двухсторонним, в виде пространственных каркасов или арматурных сеток. Площадь вертикальной и горизонтальной арматуры, устанавливаемой у каждой плоскости панели, должна составлять не менее 0,025% площади соответствующего сечения стены.

Толщина внутреннего несущего слоя многослойных панелей должна определяться по результатам расчета и приниматься не менее 100 мм.

**7.8.3** Вертикальные и горизонтальные стыковые соединения панелей продольных и поперечных стен между собой и с панелями перекрытий (покрытий)

следует осуществлять сваркой арматурных выпусков и закладных деталей или на болтах и замоноличивания вертикальных и горизонтальных стыков мелкозернистым бетоном.

Все торцевые стыкуемые грани панелей стен и перекрытий (покрытий) следует выполнять с рифлеными или зубчатыми поверхностями. Глубина (высота) шпонок и зубьев принимается не менее 4 см.

**7.8.4** В местах пересечения стен должна размещаться вертикальная арматура непрерывная на всю высоту здания. Вертикальная арматура также должна устанавливаться по граням дверных и оконных проемов и при регулярном расположении проемов поэтажно стыковаться. Площадь поперечного сечения арматуры, устанавливаемой в стыках и по граням проемов, должна определяться по расчету, но приниматься не менее 2 см<sup>2</sup>.

В местах пересечения стен допускается размещать не более 60% расчетного количества вертикальной арматуры.

**7.8.5** Решения стыковых соединений должны обеспечивать восприятие расчетных усилий растяжения и сдвига. Сечение металлических связей в стыках панелей (горизонтальных и вертикальных) определяется расчетом, но их минимальное сечение должно быть не менее 1 см<sup>2</sup> на 1 погонный метр шва, для зданий строящихся в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов.

**7.8.6** Встроенные лоджии выполняются длиной, равной расстоянию между соседними несущими стенами. В зданиях на площадках сейсмичностью 8 и более баллов в плоскости наружных стен в местах размещения лоджий следует предусматривать устройство железобетонных рам.

В зданиях до 5 этажей при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов допускается устройство пристроенных лоджий с выносом не более 1,5 м и связанных с основными стенами металлическими связями.

## **7.9 Здания со стенами из крупных блоков**

**7.9.1** Стеновые блоки могут быть выполнены из бетонов, в том числе легких, а также изготовлены из кирпича или других штучных материалов, с использованием вибрирования. Требуемое значение нормального сцепления кирпича (камня) с раствором в блоках определяется расчетом, но должна быть не менее 120 кПа (1,2 кгс/см<sup>2</sup>). При проектировании и строительстве зданий из блоков пильного известняка необходимо руководствоваться требованиями ДБН В.1.1-1.

**7.9.2** Стены из крупных блоков могут быть:

а) двухрядной и многорядной разрезов. Усилия в швах воспринимаются силами трения и шпонками. Количество надземных этажей в таких зданиях не должно превышать трех в 7 балльных зонах и одного в 8 балльных;

б) двухрядной разрезы, соединяемых между собой с помощью сварки закладных деталей или арматурных выпусков;

в) двухрядной разрезы, усиленных вертикальным ненапрягаемым или напрягаемым армированием;

г) многорядной разрезы, усиленные вертикальными железобетонными включениями.

Расстояние между поперечными стенами следует принимать по таблице 7.2.

**Таблица 7.2** – Значения предельных размеров элементов зданий в зависимости от расчетной сейсмичности

Параметры конструкций	Предельные размеры, м, при расчетной сейсмичности, баллы			
	6	7	8	9
Ширина простенков, не менее:				
- в зданиях каменной и комплексной конструкции;	0,64	0,77	1,16	1,55
- в каркасно-каменных зданиях.	0,64	0,77	0,9	1,16
Ширина проемов, не более:				
- в зданиях каменной и комплексной конструкции;	3,5	3,0	2,5	2,0
- в каркасно-каменных зданиях.	4,0	3,5	3,0	2,0
Отношение ширины простенка к ширине проема, не менее	0,3	0,35	0,5	0,8
Выступы стен в плане, не более:				
- в каменных зданиях;	3,5	2,0	1,0	-
- в зданиях комплексной конструкции;	4,0	3,0	2,0	1,0
- в каркасно-каменных зданиях.		5,0	4,0	3,0
Расстояние между осями поперечных стен или заменяющих их рам (проверяется расчетом), не более:	20	15	12	9
<b>Примечание 1.</b> Ширину угловых простенков следует принимать на 25 см больше указанной в таблице.				
<b>Примечание 2.</b> Простенки меньшей ширины и проемы большей ширины необходимо усиливать железобетонным обрамлением.				
<b>Примечание 3.</b> Допускается вместо части стен предусматривать железобетонные рамы, но при этом расстояния между стенами не должны превышать удвоенного расстояния, приведенного в таблице.				

**7.9.3** Стеновые блоки должны быть армированы пространственными каркасами. Неармированные блоки допускаются в районах сейсмичностью 7 баллов в зданиях высотой до трех этажей, в районах сейсмичностью 8 баллов в одноэтажных зданиях. Стеновые блоки, как для наружных, так и для внутренних стен, должны применяться только с пазами со шпоночной поверхностью на торцевых вертикальных гранях.

**7.9.4** Антисейсмические пояса в крупноблочных зданиях могут быть монолитными или сборно-монолитными из армированных блоков-перемычек. Блоки-перемычки соединяются между собой в двух уровнях по высоте путем сварки выпусков арматуры или закладных деталей с последующим замоноличиванием.

**7.9.5** В уровне перекрытий и покрытий, выполненных из сборных железобетонных плит, по всем стенам должны устраиваться антисейсмические обвязки из монолитного бетона, объединяющие выпуски арматуры из торцов плит перекрытий и выпуски из поясных блоков.

**7.9.6** Связь между продольными и поперечными стенами обеспечивается тщательным бетонированием вертикальных пазов примыкающих блоков, укладкой арматурных сеток в каждом арматурном шве и антисейсмическими поясами.

**7.9.7** Стержни вертикальной арматуры должны быть установлены на всю высоту здания в углах, местах изломов стен в плане и сопряжений наружных стен с внутренними, в обрамлении проемов во внутренних стенах, по длине глухих стен не более чем через 3 м, по длине наружных стен в обрамлении простенков.

При непрерывном вертикальном армировании продольная арматура пропускается через отверстия в поясных блоках и стыкуется сваркой.

Пазы в блоках в местах установки вертикальной арматуры должны заделываться бетонной смесью на мелком щебне класса по прочности на сжатие не менее С12/15 с вибрированием.

**7.9.8** Вертикальная ненапрягаемая арматура должна устанавливаться преимущественно в теле стеновых блоков у их торцов и быть связанной с арматурой

блоков.

Вертикальная арматура с последующим натяжением должна предусматриваться с обязательным инъецированием каналов высокомарочными строительными растворами.

Площадь сечения напрягаемой и ненапрягаемой вертикальной арматуры определяется расчетом, но должна быть не менее  $2 \text{ см}^2$ .

## **7.10 Здания со стенами из кирпича или каменной кладки**

**7.10.1** В зависимости от типа усиления стены могут быть:

- из кирпичной (каменной) кладки;
- комплексной конструкции;
- каркасно-кирпичные (каркасно-каменные);
- усиленные вертикальным армированием, предварительным напряжением или другими экспериментально обоснованными методами.

Комплексные конструкции выполняются устройством в кладке вертикальных железобетонных включений (сердечников) или применением трехслойных стен, внутренний слой которых из монолитного железобетона.

Каркасно-кирпичные (каркасно-каменные) стены предполагают усиления монолитными железобетонными колоннами с использованием кладки в качестве опалубки. Колонны совместно с горизонтальными монолитными или сборно-монолитными поясами образуют каркас с несущим заполнением из кладки.

**7.10.2** Для кладки стен разрешается применять:

а) при сейсмичности 6, 7 и 8 баллов кирпич полнотелый или пустотелый марки в соответствии с ДСТУ Б В.2.7-61 не ниже М75, с отверстиями размером до 16 мм, пустотностью до 20 %, с несквозными пустотами размером до 60 мм. В 9 балльных зонах следует применять только полнотелый кирпич. Применение керамических камней допускается только в 7 балльных зонах в зданиях до двух этажей;

б) бетонные камни, сплошные и пустотелые блоки (в том числе из легкого бетона плотностью не менее  $800 \text{ кг/м}^3$ ) марки М50 и выше;

в) камни и блоки правильной формы из ракушечников или известняков марки не ниже М35 или туфов (кроме фельзитового) и других природных материалов марки М50 и выше;

г) растворы класса прочности на сжатие не ниже М50 на основе цемента с пластификаторами и (или) специальными добавками, повышающими сцепление раствора с кирпичом или камнем.

**7.10.3** Каменная кладка должна иметь значение характеристической прочности на осевое растяжение по не перевязанным швам (нормальное сцепление)  $f_{xk1} \geq 120 \text{ кПа}$  ( $1,2 \text{ кгс/см}^2$ ).

В 7 балльных районах для малоэтажных зданий при расчетном обосновании допускается применение кладки с более низким временным сопротивлением осевому растяжению, но не менее  $f_{xk1} = 60 \text{ кПа}$  ( $0,6 \text{ кгс/см}^2$ ). При этом высота зданий должна быть не более трех этажей, ширина простенков не менее 0,9 м, ширина проемов не более 2 м, а расстояние между осями поперечных стен не более 12 м.

**7.10.4** При проектировании значение  $f_{xk1}$  следует назначать в зависимости от результатов испытаний, проводимых в районе строительства.

**7.10.5** Проверка прочности каменных стеновых конструкций должна выполняться на внецентренное сжатие, срез и по наклонным сечениям в плоскости стены на главные растягивающие напряжения. Значение расчетных сопротивлений кладки  $f_d$ ,  $f_{xd2}$ ,  $f_{vd}$  по перевязанным швам следует принимать согласно ДСТУ В.2.6-162, а по не перевязанным швам определять в зависимости от величины  $f_{xk1}$ , полученной в



результате испытаний, проводимых в районе строительства:  $f_d = 0,45 f_{xkl}$ ,  $f_{xk2} = 0,7 f_{xkl}$ ,  $f_{vd} = 0,8 f_{xkl}$ . Значения  $f_d$ ,  $f_{xd2}$ ,  $f_{vd}$  не должны превышать соответствующих значений при разрушении кладки по кирпичу или камню.

**7.10.6** Размеры элементов капитальных стен из кирпича и расстояний между ними должны проверяться расчетом и удовлетворять требованиям, приведенным в таблице 7.2.

Проемы в капитальных стенах располагать регулярно относительно друг друга. Ширина простенков должна быть одинаковой по высоте здания.

Ширина дымоходов и вентиляционных каналов, ослабляющих капитальные стены не должна превышать предельных размеров проемов, приведенных в таблице 7.2.

**7.10.7** Внутреннюю продольную стену здания и крайние поперечные следует выполнять без изломов.

**7.10.8** Высота этажа зданий с несущими стенами из штучной кладки, не усиленных железобетонными включениями (сердечниками), не должна превышать при расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов соответственно 5 м, 4 м и 3,2 м. При усилении кладки железобетонными включениями высоту этажа допускается принимать соответственно 6 м, 5 м, 4,2 м.

Отношение высоты этажа к толщине стены должно быть не более 12.

**7.10.9** В уровне перекрытий и покрытий, выполненных из сборных элементов, по всем стенам без разрывов должны устраиваться антисейсмические пояса из монолитного железобетона с непрерывным армированием.

Плиты перекрытий (покрытий) должны соединяться с антисейсмическими поясами посредством анкеровки выпусков арматуры или сваркой закладных деталей. Антисейсмические пояса верхнего этажа должны быть связаны с кладкой вертикальными выпусками арматуры.

Необходимо устройство стержневых выпусков из кладки в железобетонный пояс, а так же из пояса в вышележащую кладку при высоте кладки более 40 см, и для устройства креплений мауэрлата и фронтонов.

В зданиях с монолитными железобетонными перекрытиями, заделанными по контуру в стены, в случае опирания монолитного перекрытия на всю толщину стены, антисейсмические пояса в уровне этих перекрытий допускается не устраивать.

**7.10.10** Антисейсмический пояс (с опорным участком перекрытия) должен устраиваться, как правило, на всю ширину стены; в наружных стенах толщиной 500 мм и более ширина пояса может быть меньше на (100 – 150) мм. Высота пояса должна быть не меньше 150 мм и не меньше толщины плиты перекрытия, класс бетона по прочности на сжатие не ниже С12/15. Продольная арматура поясов устанавливается по расчету, но не менее 4 Ø 10 при расчетной сейсмичности 7-8 баллов и не менее 4 Ø 12 – при 9 баллах.

По верху парапетов (высотой более 500 мм) и тяжелого балконного ограждения рекомендуется добавлять связывающие элементы.

**7.10.11** В сопряжениях стен в кладку должны укладываться арматурные сетки с общей площадью сечения продольной арматуры не менее 1 см<sup>2</sup> длиной не менее 120 см в каждую сторону через 70 см по высоте при сейсмичности 7 и 8 баллов и через 50 см – при 9 баллах.

**7.10.12** Участки стен над чердачным перекрытием, имеющие высоту более 40 см, а так же фронтоны должны быть усилены вертикальным армированием или вертикальными железобетонными включениями, заанкеренными в антисейсмический пояс.

**7.10.13** В стенах комплексной конструкции сердечники должны устраиваться в местах сопряжений стен, в оконных простенках, в местах обрамлений дверных проемов внутренних стен, на глухих участках стен с шагом, не превышающим высоту этажа. Сердечники должны соединяться с антисейсмическими поясами, анкериться с помощью сеток в прилегающей кладке и выполняться открытыми не менее чем с одной стороны. Если железобетонные включения (сердечники) выполняются по торцам простенков, то продольная арматура включений должна быть соединена хомутами, уложенными в горизонтальных швах кладки.

Внутренний железобетонный слой трехслойных стен должен иметь толщину не менее 100 мм и бетон класса по прочности на сжатие не ниже С12/15. Внешние слои трехслойных стен связываются между собой горизонтальным армированием. Перекрытия и покрытия должны опираться на внутренний железобетонный слой стен.

**7.10.14** В каркасно-каменных зданиях монолитные железобетонные колонны должны выполняться в сопряжениях стен сечением не менее (40 × 40) см, открытыми не менее чем с одной стороны, из бетона класса по прочности на сжатие не ниже С12/15. Расстояние между колоннами допускается не более 8 м. Арматура колонн должна анкериться в поэтажных монолитных (сборно-монолитных) поясах и в фундаментах. Сборно-монолитные пояса должны обеспечивать контакт кладки с монолитным бетоном не менее чем на 60% от общей площади опирания пояса на кладку. Поперечное армирование колонн выполняется по требованиям армирования колонн каркасных зданий.

**7.10.15** В зданиях с несущими стенами первые этажи, используемые под помещения, требующие большой свободной площади, следует выполнять из железобетонных или стальных конструкций.

**7.10.16** Перемычки должны заделываться в кладку на глубину не менее 350 мм. При ширине проема до 1,5 м допускается заделка перемычек на 250 мм.

**7.10.17** Дверные и оконные проемы в каменных стенах лестничных клеток при расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов должны иметь железобетонное обрамление.

**7.10.18** В зданиях на площадках сейсмичностью 9 баллов выходы из лестничных клеток следует устраивать на две стороны здания.

## **7.11 Особенности проектирования стальных конструкций**

**7.11.1** Выбор материалов для стальных каркасов должен производиться в соответствии с Приложением Е ДБН В.2.6-163 при сейсмичности площадки строительства до 7 баллов включительно – как для конструкций группы 2, выше 7 баллов - как для конструкций группы 1. Сварные швы в соединениях должны выполняться электродами, обеспечивающими достаточную пластичность соединения. При ручной дуговой сварке рекомендуются электроды типа Э42А, Э46А и Э50А в соответствии с приложением Ж ДБН В.2.6-163. Для болтовых соединений рекомендуются болты классов точности В и С в соответствии с приложением Ж ДБН В.2.6-163.

**7.11.2** При проектировании стальных несущих каркасов создавать условия для развития пластических деформаций. При выборе конструктивных схем предпочтение следует отдавать схемам, в которых зоны пластичности возникают в первую очередь в связях и в горизонтальных элементах каркаса (ригелях, перемычках, обвязочных балках и т. п.). Следует по возможности выносить стыки из зоны максимальных напряжений.

**7.11.3** Стальные колонны многоэтажных каркасов рамного типа следует, как правило, проектировать замкнутого (коробчатого или кругового) сечения равноустойчивого относительно главных осей инерции, а колонны рамно-связевых

каркасов двутаврового или замкнутого сечений. Ригели стальных каркасов следует проектировать, как правило, из прокатных или сварных двутавров.

Для элементов, работающих в упругопластической стадии, должны применяться малоуглеродистые и низколегированные стали с относительным удлинением не менее 20%.

**7.11.4** Несущая способность элементов стальных каркасов должна быть такой, чтобы пластические шарниры образовывались в ригелях или в соединениях ригелей с колоннами, но не в колоннах. Это требование может не соблюдаться, если сжатие в колонне от постоянной нагрузки не превышает 30% от значения несущей способности колонны по сжатию.

**7.11.5** Отношение расчетной высоты стенки колонны к ее толщине ограничивается значениями, по п.1.6.4.2 ДБН В.2.6-163, его превышение не допускается.

**7.11.6** Вертикальные связи по колоннам каркасов зданий предусматривать растянутыми для схемы связей в виде перекрестных диагоналей и сжато-растянутыми для полураскосной схемы с возможным использованием энергопоглотителей. При этом гибкость связей принимать не больше, чем 150.

**7.11.7** В болтовых креплениях связей сопротивление срезу болтов должно быть как минимум в 1,2 раза большим сопротивления смятию соединяемых поверхностей.

**7.11.8** Деформативность стальных каркасов под действием сейсмической нагрузки следует принимать с учётом требований таблицы 6.8.

**7.11.9** При проектировании стальных башен рекомендуется применять конструктивные схемы, при которых элементы решетки смежных граней (раскосы, стойки) сходятся в один узел.

Фундаменты для стальных башен рекомендуется применять, как правило, в виде сплошной плиты. При применении отдельно стоящих фундаментов для поясов башни необходимо обеспечивать жесткую связь между отдельными фундаментами.

**7.11.10** При проектировании наземных резервуаров следует выполнять динамический расчет, в котором учитываются горизонтальные и вертикальные нагрузки от жидкости, заполняющей резервуар, вызванные сейсмическим воздействием. Рекомендуется резервуар считать абсолютно жестким, а жидкость – вязкой.

Для резервуаров со стационарной крышей в процессе динамического расчета следует определять высоту волны жидкости и предусматривать достаточный зазор между уровнем жидкости и крышей во избежание гидродинамического удара.

## **7.12 Конструктивные требования к зданиям, строящимся в районах сейсмичностью 6 баллов**

**7.12.1** При проектировании зданий в районах сейсмичностью 6 баллов применяются все положения 7.1, в том числе, этажность зданий не должна, как правило, превышать значений, указанных в таблице 7.1.

Для строительства зданий выше указанных в таблице необходимо выполнить технико-экономические и расчетные обоснования. Длина здания (секции) должна быть не более 100 м.

**7.12.2** Здания с кирпичными (каменными) стенами следует предусматривать, как правило, простой и симметричной формы в плане.

В зданиях высотой пять и более этажей должно быть не менее одной внутренней продольной стены, а расстояния между поперечными стенами не должны превышать 20 м.

Нижние этажи, при необходимости получения в них свободных площадей,

следует выполнять в железобетонном или металлическом каркасе.

**7.12.3** В зданиях с кирпичными стенами следует:

- в зданиях высотой 4 и более этажей в сопряжении стен укладывать арматурные сетки шагом по высоте не более 100 см;
- в зданиях высотой пять и более этажей по всем стенам в уровне перекрытий и покрытия устраивать монолитные железобетонные обвязки, армированные каркасом из 2-х продольных стержней диаметром 10 мм. Для связи с поэтажными обвязками плиты должны иметь арматурные выпуски или закладные детали. Если плиты перекрытий применяются без арматурных выпусков, то диск перекрытия усиливается устройством между плитами с шагом 5-6 м монолитных участков шириной не менее 120 мм, армированных сквозными арматурными каркасами, заанкеренными в примыкающих обвязках перпендикулярного направления;
- в зданиях высотой десять и более этажей стены следует усиливать вертикальными железобетонными включениями.

**7.12.4** В крупнопанельных зданиях наружные и внутренние стеновые панели должны соединяться между собой не менее чем в двух уровнях по высоте этажа.

**7.12.5** В железобетонных рамных и безригельных каркасных зданиях следует:

- центральную зону жестких узлов армировать замкнутыми хомутами, которые устанавливаются с шагом не более 100 мм;
- участки ригелей и колонн, примыкающих к жестким узлам на расстоянии равном полуторной высоте их сечения, армировать замкнутой поперечной арматурой (хомутами), которые устанавливаются с шагом не более чем 150 мм;
- предусматривать между гранями перегородок, стенами, не участвующими в работе каркаса, и конструкциями каркаса антисейсмические швы шириной не менее 20 мм.

## **8 ТРАНСПОРТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ**

### **8.1 Общие положения**

**8.1.1** Указания настоящего раздела распространяются на проектирование новых, капитальный ремонт и реконструкцию существующих транспортных сооружений, в том числе сооружений особой и повышенной ответственности, в том числе на проектирование железных дорог I-IV категорий согласно ДБН В.2.3-19, автомобильных дорог I-IV, III и IV категорий согласно ДБН В.2.3-4, метрополитенов согласно ДБН В.2.3-7, скоростных городских дорог и магистральных улиц, пролегающих в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов.

**Примечание 1.** Производственные, вспомогательные, складские и другие здания транспортного назначения следует проектировать по указаниям разделов 2 и 3.

**Примечание 2.** При проектировании сооружений на железных дорогах V категории и на железнодорожных путях промышленных предприятий сейсмические нагрузки допускается учитывать по согласованию с утверждающей проект организацией.

**Примечание 3.** К числу особо ответственных транспортных сооружений относятся мосты через водотоки, виадуки, эстакады, тоннели и лавинозащитные галереи длиной более 500 м на дорогах общей сети, многоярусные транспортные развязки на городских дорогах, а также здания, в которых размещаются службы и средства управления работой крупных узлов транспортной сети и сети дорог в регионах. Под сооружениями повышенной ответственности понимаются те же объекты длиной от 100 до 500 м.

**Примечание 4.** При проектировании сооружений на железнодорожных путях и на автомобильных

дорогах промышленных предприятий сейсмические нагрузки могут не учитываться, кроме отдельных обоснованных случаев, определяемых утверждающей проект организацией.

**8.1.2** Помимо антисейсмических мероприятий при проектировании транспортных сооружений в соответствующих случаях необходимо предусматривать инженерные мероприятия по защите объектов от сопровождающих землетрясения явлений (тектонических разрывов грунта, оползней, обвалов, селей, снежных лавин, цунами, разжижения грунта, водно-песчаных и мутных потоков). Оценка устойчивости склонов в горной и холмистой местности, а также водонасыщенных песков на равнинах должна выполняться с учетом расчетного сейсмического воздействия.

**8.1.3** Разделом устанавливаются специальные требования к проектированию транспортных сооружений при расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов.

Проекты тоннелей и мостов длиной более 500 м необходимо разрабатывать исходя из расчетной сейсмичности, устанавливаемой по согласованию с утверждающей проект организацией, с учетом данных специальных инженерно-сейсмологических исследований.

Расчетная сейсмичность для тоннелей и мостов длиной не более 500 м и других искусственных сооружений на железных и автомобильных дорогах I-III категорий, а также на скоростных городских дорогах и магистральных улицах принимается равной сейсмичности площадок строительства, но не более 9 баллов.

**Примечание.** Сейсмичность площадок строительства тоннелей и мостов длиной не более 500 м и других дорожных искусственных сооружений, а также сейсмичность площадок строительства насыпей и выемок, как правило, следует определять на основании данных общих инженерно-геологических изысканий по таблице 5.1 с учетом дополнительных требований 8.1.4.

**8.1.4** При изысканиях для строительства транспортных сооружений, возводимых на площадках с особыми инженерно-геологическими условиями (площадки со сложным рельефом и геологией, русла и поймы рек, подземные выработки и др.), и при проектировании этих сооружений крупноблочные грунты маловлажные из магматических пород, содержащие до 30% песчано-глинистого заполнителя, а также пески гравелистые плотные и средней плотности водонасыщенные, следует относить по сейсмическим свойствам к грунтам II категории; глинистые грунты с показателем консистенции  $0,25 < I_L \leq 0,5$  при коэффициенте пористости  $e < 0,9$  для глин и суглинков  $e < 0,7$  для супесей - к грунтам III категории.

**Примечание 1.** Сейсмичность площадок строительства тоннелей следует определять в зависимости от сейсмических свойств грунта, в который заложен тоннель.

**Примечание 2.** Сейсмичность площадок строительства опор мостов и подпорных стен с фундаментами мелкого заложения следует определять в зависимости от сейсмических свойств грунта, расположенного на отметках заложения фундаментов.

**Примечание 3.** Сейсмичность площадок строительства опор мостов с фундаментами глубокого заложения, как правило, следует определять в зависимости от сейсмических свойств грунта верхнего 10-ти метрового слоя, считая от естественной поверхности грунта, а при срезке грунта – от поверхности грунта после срезки. В тех случаях, когда в расчете сооружения учитываются силы инерции масс грунта, прорезаемого фундаментом, сейсмичность площадки строительства устанавливается в зависимости от сейсмических свойств грунта, расположенного на отметках заложения фундаментов.

**Примечание 4.** Сейсмичность площадок строительства насыпей и труб под насыпями следует определять в зависимости от сейсмостойких свойств грунтов верхнего 10 метрового слоя основания насыпи.

**Примечание 5.** Сейсмичность площадок строительства выемок допускается определять в зависимости от сейсмических свойств грунта 10 метрового слоя, считая от контура откосов выемки.

## **8.2 Трассирование дорог**

**8.2.1** При трассировании дорог в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов, как правило, следует обходить особо неблагоприятные в инженерно-геологическом отношении участки, в частности зоны возможных обвалов, оползней и лавин.

**8.2.2** Трассирование дорог в районах сейсмичностью 8 и 9 баллов по

нескальным косогорам при крутизне откоса более 1:1,5, допускается только на основании результатов специальных инженерно-геологических изысканий. Трассирование дорог по нескольким косогорам крутизной 1:1 и более не допускается.

### **8.3 Земляное полотно и верхнее строение пути**

**8.3.1** При расчетной сейсмичности 9 баллов и высоте насыпей (глубине выемок) более 4 м коэффициенты заложения откосов земляного полотна из нескальных грунтов следует принимать на 0,25 положе откосов, проектируемых для несейсмических районов. Откосы крутизной 1:2,25 и менее крутые допускается проектировать по нормам для несейсмических районов.

Откосы выемок и полувыемок, расположенные в скальных грунтах, а также откосы насыпей крупнообломочных грунтов, содержащих менее 20 % по массе заполнителя, допускается проектировать по нормам для несейсмических районов.

**8.3.2** При устройстве насыпей под железную или автомобильную дорогу I категории на насыщенных водой грунтах основание насыпей следует, как правило, осушить.

**8.3.3** В случае применения для устройства насыпи разных грунтов отсыпку следует производить с постепенным переходом от тяжелых грунтов в основании к грунтам более легким вверху насыпи.

**8.3.4** При устройстве земляного полотна на косогорах основную площадку, как правило, следует размещать или полностью на полке, врезанной в склон, или целиком на насыпи. Протяженность переходных участков должна быть минимальной.

**8.3.5** При проектировании железнодорожного земляного полотна, расположенного на скальном косогоре, следует предусматривать мероприятия по защите пути от обвалов. В качестве защитного мероприятия при расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов следует предусматривать устройство между основной площадкой и верховым откосом или склоном улавливающей траншеи, габариты которой должны определяться с учетом возможного объема обрушающихся грунтов. При соответствующем технико-экономическом обосновании могут применяться также улавливающие стены и другие защитные сооружения в соответствии с ДБН В.1.1-24.

**8.3.6** При расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов низовой откос железнодорожной насыпи, расположенной на косогоре крутизной круче 1:2, следует укреплять подпорными стенами.

**8.3.7** В районах сейсмичностью 8 и 9 баллов железнодорожный путь, как правило, следует укладывать на щебеночном балласте.

### **8.4 Мосты**

**8.4.1** В сейсмических районах преимущественно следует применять мосты балочной системы с разрезными и неразрезными пролетными строениями.

**8.4.2** Арочные мосты допускается применять только при наличии скального основания. Пяты сводов и арок следует опирать на массивные опоры и располагать на возможно более низком уровне. Верхнее арочное строение следует проектировать сквозным.

**8.4.3** При расчетной сейсмичности 9 баллов следует, как правило, применять сборные, сборно-монолитные и монолитные железобетонные конструкции опор, в том числе конструкции из столбов, оболочек и других железобетонных элементов. Надводную часть промежуточных опор допускается проектировать в виде железобетонной рамной надстройки или отдельных столбов, связанных распоркой.

**8.4.4** При расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов допускается применять сборные, сборно-монолитные и монолитные бетонные опоры с дополнительными антисейсмическими конструктивными элементами.

**8.4.5** Проектами сборно-монолитных бетонных опор из контурных блоков с монолитным ядром необходимо предусматривать армирование ядра конструктивной арматурой, заделанной в фундамент и в подферменную плиту, а также объединение контурных блоков с ядром с помощью выпусков арматуры или другими способами, обеспечивающими надежное закрепление сборных элементов.

**8.4.6** При расчетной сейсмичности 9 баллов проектами мостов с балочными разрезными пролетными строениями более 18 м следует предусматривать антисейсмические устройства для предотвращения падения пролетных строений с опор.

**8.4.7** При расчетной сейсмичности 9 баллов размеры подферменной плиты в балочных мостах с разрезными пролетными строениями длиной  $L > 50$  м, как правило, следует назначать такими, чтобы в плане расстояние вдоль оси моста от края площадок для установки опорных частей до граней подферменной плиты было не менее  $0,005L$ .

**8.4.8** Следует предусматривать опирание подошвы фундаментов мелкого заложения или нижних концов свай, столбов и оболочек преимущественно на скальные или крупнообломочные грунты, гравелистые плотные пески, глинистые грунты твердой и полутвердой консистенции.

**8.4.9** При расчетной сейсмичности 9 баллов стойки опорных поперечных рам мостов на нескальных основаниях должны иметь общий фундамент мелкого заложения или опираться на плиту, объединяющую головы всех свай (столбов, оболочек).

**8.4.10** Подошва фундаментов мелкого заложения должна быть горизонтальной. Фундаменты с уступами допускаются только при скальном основании.

**8.4.11** Для средних и больших мостов свайные опоры и фундаменты с плитой, расположенной над грунтом, следует проектировать, применяя наклонные сваи сечением до  $(400 \times 400)$  мм или диаметром до 600 мм. Фундаменты и опоры средних и больших мостов допускается проектировать также с вертикальными сваями сечением не менее  $(600 \times 600)$  мм или диаметром не менее 800 мм независимо от положения плиты ростверка и с вертикальными сваями сечением  $(400 \times 400)$  мм или диаметром до 600 мм в случае, если плита ростверка заглубляется в грунт.

**8.4.12** Расчет мостов с учетом сейсмических воздействий следует производить на прочность, на устойчивость конструкций и по несущей способности грунтовых оснований фундаментов.

**8.4.13** При расчете мостов следует учитывать совместное действие сейсмических, постоянных нагрузок и воздействий, воздействия трения в подвижных опорных частях и нагрузок от подвижного состава. Расчет мостов с учетом сейсмических воздействий следует производить как при наличии подвижного состава, так и при отсутствии его на мосту.

**Примечание 1.** Совместное действие сейсмических нагрузок и нагрузок от подвижного состава не следует учитывать при расчете железнодорожных мостов, проектируемых для внешних подъездных путей и для внутренних путей промышленных предприятий (за исключением случаев, оговоренных в задании на проектирование), а также мостов, проектируемых для автомобильных дорог IV, IIIп и IVп категорий).

**Примечание 2.** Сейсмические нагрузки не следует учитывать совместно с нагрузками от транспортеров и от ударов подвижного состава при расчете железнодорожных мостов, а также с нагрузками от тяжелых транспортных единиц (НК-80 и НГ-60), с нагрузками от торможения и от ударов подвижного состава при расчете автодорожных и городских мостов.

**8.4.14** При расчете мостов с учетом сейсмических воздействий коэффициенты сочетания нагрузок  $\gamma_{1c}$  следует принимать равными:

- для постоянных нагрузок и воздействий, сейсмических нагрузок, учитываемых совместно с постоянными нагрузками, а также с воздействием трения от постоянных нагрузок в подвижных опорных частях - 1;

- для сейсмических нагрузок, действие которых учитывается совместно с нагрузками от подвижного состава железнодорожных и автомобильных дорог - 0,8;
- для нагрузок от подвижного состава железных дорог - 0,7;
- для нагрузок от подвижного состава автомобильных дорог - 0,3.

**8.4.15** При расчете конструкций мостов на устойчивость и при расчете пролетных строений длиной более 18 м на прочность следует учитывать сейсмические нагрузки, вызванные вертикальной и одной из горизонтальных составляющих колебаний грунта, причем сейсмическую нагрузку, вызванную вертикальной составляющей колебаний грунта, следует умножать на коэффициент 0,5.

При прочих расчетах конструкций мостов сейсмическую нагрузку, вызванную вертикальной составляющей колебаний грунта, допускается не учитывать. Сейсмические нагрузки, вызванные горизонтальными составляющими колебаний грунта, направленными вдоль и поперек оси моста, следует учитывать отдельно.

**8.4.16** При расчете мостов сейсмические нагрузки следует учитывать в виде возникающих при колебаниях основания сил инерции частей моста и подвижного состава, а также в виде сейсмических давлений грунта и воды.

**8.4.17** Сейсмические нагрузки от частей моста и подвижного состава следует определять согласно требованиям 5.2.3 настоящих норм с учетом упругих деформаций конструкций и основания моста, а также рессор железнодорожного состава.

**8.4.18** При расчете мостов произведение коэффициента  $k_1$  и  $a_0$  следует принимать равным 0,025; 0,05 и 0,1, соответственно при расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов. Коэффициент  $\beta_i$  следует определять по таблице 8.7 для грунтов II категории по сейсмическим свойствам. При определении сейсмической нагрузки, действующей вдоль оси моста, масса железнодорожного подвижного состава не учитывается.

**8.4.19** Опоры мостов следует рассчитывать с учетом сейсмического давления воды, если глубина реки в межень у опоры превышает 5 м. Сейсмическое давление воды допускается определять согласно требованиям раздела 5.

**8.4.20** При расчете на прочность анкерных болтов, закрепляющих на опорных площадках от сдвига опорные части моста, следует принимать коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n = 1,5$ . Коэффициент  $\gamma_n$  допускается принимать равным единице при дополнительном закреплении опорных частей с помощью заделанных в бетон упоров или другими способами, обеспечивающими передачу на опору сейсмической нагрузки без участия анкерных болтов.

**8.4.21** При расчете конструкций мостов на устойчивость против опрокидывания коэффициент условий работы  $m_c$  следует принимать: для конструкций, опирающихся на отдельные опоры, - 1; при проверке сечений бетонных конструкций и фундаментов на скальных основаниях - 0,9; при проверке фундаментов на нескальных основаниях - 0,8. При расчете на устойчивость против сдвига коэффициент условий работы  $m_c$  следует принимать равным 0,9.

**8.4.22** При расчете оснований фундаментов мелкого заложения по несущей способности и при определении несущей способности свай (по грунту) влияние сейсмических воздействий следует учитывать в соответствии с требованиями нормативных документов по проектированию здания и сооружений; нормативных документов по проектированию оснований и фундаментов.

**8.4.23** При проектировании фундаментов мелкого заложения эксцентриситет  $e_0$  равнодействующей активных сил относительно центра тяжести сечения по подошве фундаментов ограничивается следующими правилами:



- в сечениях по подошве фундаментов, заложенных на нескальном грунте -  $e_o \leq 1,5 \rho$ ;
- в сечениях по подошве фундаментов, заложенных на скальном грунте -  $e_o \leq 2,0 \rho$ ,

где  $\rho$  - радиус ядра сечения по подошве фундамента со стороны более нагруженного края сечения.

## 8.5 Трубы под насыпями

**8.5.1** При расчетной сейсмичности 9 баллов следует преимущественно применять железобетонные трубы со звеньями замкнутого контура. Длину звеньев, как правило, следует принимать не менее 2 м.

**8.5.2** В случае применения при расчетной сейсмичности 9 баллов бетонных прямоугольных труб с плоскими железобетонными перекрытиями необходимо предусматривать соединение стен с фундаментом омоноличиванием выпусков арматуры. Бетонные стены труб следует армировать конструктивной арматурой. Между отдельными фундаментами следует устраивать распорки.

## 8.6 Подпорные стены

**8.6.1** Применение каменной кладки насухо допускается для подпорных стен протяжением не более 50 м (за исключением подпорных стен на железных дорогах при расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов и на автомобильных дорогах при расчетной сейсмичности 9 баллов, когда кладка насухо не допускается).

В подпорных стенах высотой 5 м и более, выполняемых из камней неправильной формы, следует через каждые 2 м по высоте устраивать прокладные ряды из камней правильной формы.

**8.6.2** Высота подпорных стен, считая от подошвы фундаментов, должна ограничиваться следующими значениями:

а) стены из бетона при расчетной сейсмичности 8 баллов – 12 м; при расчетной сейсмичности 9 баллов – 10 м;

б) стены из бутобетона и каменной кладки на растворе: при расчетной сейсмичности 8 баллов – 12 м; при расчетной сейсмичности 9 баллов на железных дорогах – 8 м, на автомобильных дорогах – 10 м;

в) стены из кладки насухо – 3 м.

**8.6.3** Подпорные стены следует разделять по длине сквозными вертикальными швами на секции с учетом размещения подошвы каждой секции на однородных грунтах. Длина секции должна быть не более 15 м.

**8.6.4** При расположении оснований смежных секций подпорной стены в разных уровнях переход от одной отметки основания к другой должен производиться уступами с отношением высоты уступа к его длине 1:2.

**8.6.5** Применение подпорных стен в виде обратных сводов не допускается.

## 8.7 Тоннели

**8.7.1** При выборе трассы тоннельного перехода необходимо предусматривать заложение тоннеля вне зон тектонических разломов в однородных по сейсмической жесткости грунтах. При прочих равных условиях следует отдавать предпочтение вариантам с более глубокими заложениями тоннеля.

**8.7.2** Для участков пересечения тоннелем тектонических разломов, по которым возможна подвижка массива горных пород, при соответствующем технико-экономическом обосновании необходимо предусматривать увеличение сечения тоннеля или гибкое соединение обделки.

**8.7.3** При расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов обделку тоннелей следует проектировать замкнутой. Для тоннелей, сооружаемых открытым способом, следует применять цельносекционные сборные элементы. При расчетной сейсмичности 7 баллов обделку горного тоннеля допускается выполнять набрызгом бетона в сочетании с анкерным креплением.

**8.7.4** Порталы тоннелей и лобовые подпорные стены следует проектировать, как правило, железобетонными. При расчетной сейсмичности 7 баллов допускается применение бетонных порталов.

**8.7.5** Для компенсации продольных деформаций обделки следует устраивать антисейсмические деформационные швы, конструкция которых должна допускать смещение элементов обделки и сохранение гидроизоляции.

**8.7.6** В местах примыкания к основному тоннелю камер и вспомогательных тоннелей (вентиляционных, дренажных и пр.) следует устраивать антисейсмические деформационные швы.

## **9 ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ**

### **9.1 Общие положения**

**9.1.1** Положения настоящих норм устанавливают специальные требования для гидротехнических сооружений (ГТС), размещаемых или расположенных в районах с нормативной сейсмичностью, равной 6 баллам и более по шкале сейсмической интенсивности ДСТУ Б В.1.1-28.

Гидротехнические сооружения в зависимости от социально-экономической ответственности и последствий возможных гидродинамических аварий делят на классы последствий (ответственности). Классы последствий (ответственности) назначают в соответствии с таблицей 1 ДБН В.1.2-14.

Уточнять классы последствий (ответственности) гидротехнических сооружений необходимо по их техническим параметрам, социально-экономической ответственности и условиям эксплуатации по обязательному приложению Г ДБН В.2.4-3.

Окончательно класс последствий (ответственности) основных гидротехнических сооружений (кроме обусловленных в 2.1.5, 2.1.7, 2.1.8 ДБН В.2.4-3) необходимо принимать равным наибольшему его значению, принятому по табл. 1 ДБН В.1.2-14 или по таблицам Г.1 - Г.3 обязательного приложения Г ДБН В.2.4-3. Заказчик проекта гидротехнических сооружений при соответствующем обосновании может своим решением повысить класс последствий (ответственности) сооружений по сравнению с принятым.

Указанные требования а также требования ДБН В.2.4-3 следует выполнять при проектировании, строительстве, вводе в эксплуатацию, при эксплуатации, обследовании технического состояния, оценке безопасности, реконструкции, восстановлении, консервации и выводе из эксплуатации ГТС.

**9.1.2** Для обеспечения сейсмостойкости ГТС требуется:

- проведение на стадии проектирования комплекса специальных исследований с целью установления расчетной сейсмичности строительной площадки, определения расчетных сейсмических воздействий, получения набора сейсмических записей или их спектров, моделирующих расчетные сейсмические воздействия;
- выполнение комплекса расчетов (а при необходимости и модельных испытаний) по определению напряженно-деформированного состояния, оценке прочности и устойчивости сооружений, их элементов и оснований;

- применение конструктивных решений и материалов, обеспечивающих сейсмостойкость сооружений;
- включение в проекты особо ответственных сооружений специального раздела о проведении в процессе эксплуатации сооружения мониторинга сейсмических процессов и реакции ГТС на их проявления;
- периодическое обследование состояния гидротехнических сооружений и их оснований, в том числе после каждого перенесенного землетрясения силой не менее 5 баллов.

**9.1.3** При обосновании сейсмостойкости ГТС используются сейсмические воздействия двух уровней: проектное землетрясение (ПЗ) и максимальное расчетное землетрясение (МРЗ).

В качестве ПЗ принимается землетрясение повторяемостью  $T$  один раз в 500 лет (карта ОСР-2004-А); МРЗ – один раз в 5000 лет (карта ОСР-2004-С). ПЗ должно восприниматься гидротехническим сооружением без нарушения режима его нормальной эксплуатации. При этом допускаются остаточные смещения, трещины и иные повреждения, не препятствующие возможности ремонта сооружения в условиях его нормального функционирования. МРЗ должно восприниматься без угрозы разрушения сооружения или прорыва напорного фронта. При этом допускаются повреждения ГТС и его основания.

**9.1.4** Расчетная сейсмичность площадки ГТС  $I^p$  определяется как сумма нормативной сейсмичности  $I^{норм}$  и приращения сейсмической интенсивности  $\Delta I$  за счет грунтовых условий.

Нормативная сейсмичность  $I^{норм}$  определяется по картам ОСР-2004 и «Списку населенных пунктов...» (приложения А и Б).

Приращение  $\Delta I$ , в баллах сейсмической шкалы, за счет грунтовых условий на площадке ГТС определяется инструментальными и расчетными методами сейсмического микрорайонирования (СМР). При отсутствии соответствующих исследований допускается величину  $I^p$  принимать по таблице 3.1 с использованием результатов инженерно-геологических изысканий на строительной площадке.

Как при сейсмическом микрорайонировании, так и при инженерно-геологических изысканиях глубина слоя исследования сейсмических свойств грунта должна определяться, исходя из особенностей геологического строения площадки, но не менее 40 м от подошвы сооружения (для сооружений подкласса СС2-2 и класса последствий (ответственности) СС1 по таблице 9.1, не входящих в состав напорного фронта, - не менее 20 м).

Категория грунта и его физико-механические и сейсмические характеристики должны определяться с учетом возможных техногенных изменений свойств грунтов в процессе строительства и эксплуатации сооружения.

**Таблица 9.1** - Применение методов расчета ГТС

Расчетное землетрясение	Класс, подкласс последствий (ответственности) сооружения		
	СС3, СС2-1	СС2-2, СС1	СС3-СС1
	Водоподпорные, подземные и морские нефтегазопромысловые сооружения	Водоподпорные и подземные сооружения	Остальные ГТС
ПЗ	ПДМ	ЛСМ	ЛСМ
МРЗ	ПДМ	—	—

**Примечание 1.** ПДМ – прямой динамический метод расчета; ЛСМ – линейно-спектральный метод.  
**Примечание 2.** Перечень сооружений классов последствий (ответственности) СС3 и СС2-1, относящихся к водоподпорным сооружениям, может быть расширен по усмотрению проектной организации за счет напорных трубопроводов большого диаметра и иных объектов, разрушение которых по своим последствиям идентично прорыву напорного фронта;

**9.1.5** В тех случаях, когда расчетная сейсмичность площадки определяется методами СМР, дополнительно устанавливаются скоростные, частотные и резонансные характеристики грунта основания сооружения.

**9.1.6** Строительство гидротехнических сооружений на площадках с расчетной сейсмичностью 9 баллов при наличии грунтов III категории по сейсмическим свойствам требует специального обоснования и допускается только в исключительных случаях.

**9.1.7** Проектирование надводных зданий, крановых эстакад, опор ЛЭП и других сопутствующих объектов, входящих в состав гидроузлов, следует производить в соответствии с указаниями разделов 2 и 3 настоящих норм; при этом расчетную сейсмичность строительной площадки следует принимать в соответствии с указаниями настоящего раздела.

В случае размещения этих объектов, а также конструктивных элементов и технологического оборудования на гидротехнических сооружениях сейсмическое воздействие задается ускорением, действующим в соответствующей точке основного сооружения.

## **9.2 Учет сейсмических воздействий и определение их характеристик**

**9.2.1** Сейсмические воздействия учитываются в тех случаях, когда величина  $I^{расч}$  составляет 6 баллов и более. Сейсмические воздействия включаются в состав аварийных сочетаний нагрузок и воздействий.

**9.2.2** Для водоподпорных и подземных ГТС классов последствий (ответственности) СС3 и СС2-1, а также морских нефтегазопромысловых сооружений расчетные сейсмические воздействия моделируются расчетными акселерограммами, подбираемыми в зависимости от расположения и характеристик основных зон возникновения очагов землетрясений с учетом данных о скоростных, частотных и резонансных характеристиках грунтов, залегающих в основании сооружения, а также по трассе движения сейсмических волн от очага к объекту. Расчетные акселерограммы в общем случае задаются как трехкомпонентные.

**9.2.3** Для остальных гидротехнических сооружений, не указанных в 9.2.2, характеристикой расчетного сейсмического воздействия служит величина сейсмического ускорения основания, определяемая в соответствии с 9.5.1.

**9.2.4** В расчетах ГТС и их оснований учитываются сейсмические нагрузки, распределенные по объему сооружения и его основания (а также боковых засыпок и наносов).

Значения инерционных сил  $S_{ki}$  определяются по формуле (6.1), в которой:

- $k_1$  – коэффициент, учитывающий неупругие деформации и локальные повреждения элементов сооружения следует принимать по таблице 9.2;
- $k_2$  – коэффициент ответственности сооружений – следует принимать по таблице 9.3.;
- $k_3$  – коэффициент, учитывающий этажность здания – принимается равным 1.

**Таблица 9.2** - Значения коэффициента  $k_1$ , учитывающего неупругие деформации и локальные повреждения элементов гидротехнических сооружений

Тип конструкций гидротехнического сооружения	Значение $k_1$ при сейсмичности площадки, баллы			
	6	7	8	9
Бетонные и железобетонные	0,40	0,42	0,45	0,50
Из грунтовых материалов	0,29	0,3	0,31	0,32
Стальные	0,25	0,26	0,28	0,31
Деревянные	0,19	0,2	0,21	0,22
Бутовая кладка	0,42	0,45	0,47	0,49
Тканевые и полимерные	0,09	0,11	0,12	0,16

**Таблица 9.3 - Коэффициент ответственности гидротехнических сооружений  $k_2$** 

п/п	Характеристика сооружений	Класс последствий отказа функционирования	Значения $k_2$
1	Особо ответственные и уникальные сооружения.	СС-3	1
2	Здания и сооружения, эксплуатация которых необходима при землетрясении или при ликвидации его последствий (системы энерго- и водоснабжения, системы пожаротушения.)	СС-3, СС2-2	0,8
3	Сооружения обеспечивающие функционирование магистральных железных и автомобильных дорог и искусственные сооружения транспорта	СС2-2, СС2-1	0,7
4	Сооружения, разрушения которых не связано с гибелью людей, не вызывает прекращения непрерывных технологических процессов или загрязнения окружающей среды	СС2-2, СС-1	0,5
<p><b>Примечание 1.</b> Объекты по строке 1 утверждаются центральными органами исполнительной власти.</p> <p><b>Примечание 2.</b> При использовании карты А0 для сооружений класса СС-1 значение коэффициента <math>k_2</math> принимается равным 0,2.</p>			

В необходимых случаях учитываются взаимные подвижки блоков в основании сооружения, вызванные прохождением сейсмической волны.

Учитываются также возможные последствия таких связанных с землетрясениями явлений, как:

- смещения по тектоническим разломам;
- проседание грунта;
- обвалы и оползни;
- разжижение водонасыщенных или слабосвязных грунтов;
- текучесть глинистых тиксотропных грунтов.

### 9.3 Расчеты сооружений на сейсмические воздействия

**9.3.1** Гидротехнические сооружения, в зависимости от вида и его класса последствий (ответственности) и уровня расчетного землетрясения (ПЗ или МРЗ), рассчитываются на сейсмические воздействия:

а) прямым динамическим методом (ПДМ) с представлением сейсмического воздействия в виде набора записей сейсмического движения основания как функций времени;

б) линейно-спектральным методом (ЛСМ).

Области применения методов расчета на сейсмические воздействия представлены в таблице 9.1.

**9.3.2** Динамические деформационные и прочностные характеристики материалов сооружений и грунтов оснований при расчете сейсмостойкости ГТС следует определять экспериментально.

В случаях отсутствия соответствующих экспериментальных данных в расчетах по ЛСМ допускается использовать корреляционные связи между величинами статического модуля общей деформации  $E_0$  (или статического модуля упругости  $E_c$ ) и динамического модуля упругости  $E_d$ . Допускается также использование статических прочностных характеристик материалов сооружения и грунтов основания с использованием при этом дополнительных коэффициентов условий работы, устанавливаемых нормами проектирования конкретных сооружений для учета влияния на эти характеристики кратковременных динамических воздействий.

**9.3.3** При наличии в основании, боковой засыпке или теле гидротехнического сооружения водонасыщенных несвязных или слабосвязных грунтов следует выполнять исследования для оценки области и степени возможного разжижения этих грунтов при сейсмических воздействиях.

**9.3.4** Расчет сейсмостойкости сооружений на повторные сейсмические воздействия следует производить по вторичным схемам.

На предварительных стадиях проектирования (при отсутствии оценок вероятности возникновения значимых повторных толчков на площадке рассматриваемого гидроузла) допускается производить проверку сейсмостойкости при повторных землетрясениях с интенсивностью, уменьшенной по сравнению с интенсивностью расчетного землетрясения на 1 балл.

**9.3.5** Для определения напряженно-деформированного состояния ГТС при сейсмических воздействиях следует применять расчетные схемы, как правило, соответствующие таковым для расчета сооружения на нагрузки и воздействия основного сочетания. При этом следует учитывать направление сейсмического воздействия относительно сооружения и пространственный характер колебаний сооружения при землетрясении.

Допускается для ряда сооружений использовать двумерные расчетные схемы: для гравитационных и грунтовых плотин в широких створах, подпорных стен и других массивных сооружений – расчеты по схеме плоской деформации; для арочных плотин и аналогичных им конструкций – расчеты при схематизации указанных сооружений оболочками средней толщины, а также пластинами, работающими в срединной плоскости как изгибаемые плиты.

В отдельных случаях при специальном обосновании допускается использовать также одномерные расчетные схемы, применяемые для конструкций стержневого типа.

В расчетах учитывается масса жидкости, находящейся во внутренних полостях и резервуарах сооружений.

**9.3.6** Размеры расчетной области основания в совокупности с другими грунтовыми массивами должны назначаться таким образом, чтобы при увеличении этих размеров возможно было пренебречь дальнейшим уточнением результатов расчета. Размеры расчетной области, занятой грунтовыми массивами, должны позволить проявиться предельным состояниям, характерным как для сооружения, так и для грунтовых массивов.

Для сооружений, входящих в состав напорного фронта, расчетная область основания, как правило, по своей нижней границе должна иметь размеры не менее  $5H$ , а по глубине от подошвы сооружения – не менее  $2H$ , где  $H$  – характерный размер сооружения (для водоподпорных сооружений  $H$  – высота сооружения).

Для других видов гидротехнических сооружений размеры расчетной области основания принимаются проектными организациями на основе опыта проектирования подобных сооружений.

**Примечание.** Если на глубине менее  $2H$  находятся породы, характеризующиеся скоростями распространения упругих сдвиговых волн не менее 1100 м/с, то допускается совместить подошву расчетной области основания с кровлей указанных пород.

**9.3.7** На смоченных поверхностях сооружений следует учитывать их взаимодействие с водой при сейсмических колебаниях. Такой учет осуществляется путем решения связанной задачи гидроупругости для системы "сооружение-основание-водоем" или путем присоединения к массе сооружения, отнесенной к точке  $k$  на смоченной поверхности сооружения, соответствующей массы колеблющейся воды. Присоединенная масса воды определяется для каждой из компонент вектора смещений в принятой расчетной схеме сооружения. Сейсмическое давление воды на сооружение допускается не учитывать, если глубина водоема у сооружения менее 10 м.

С целью приближения расчетной схемы к реальным динамическим процессам в системе «сооружение – основание - слой жидкости» прямые динамические расчеты на акселерограмму рекомендуется выполнять с учетом инерционных и волновых свойств

системы при участии научно-исследовательских организаций, имеющих разработки в данной области.

**9.3.8** В расчетах прочности ГТС с учетом сейсмических воздействий в случае контакта боковых граней сооружения с грунтом (в том числе - наносами) следует учитывать влияние сейсмических воздействий на величину бокового давления грунта. Конкретные методы определения бокового давления грунта при учете сейсмического воздействия в расчетах прочности сооружений принимаются проектными организациями с учетом особенностей конструкции сооружения и условий их эксплуатации.

**9.3.9** Проверка устойчивости ГТС и их оснований с учетом сейсмических нагрузок должна производиться в соответствии с указаниями норм проектирования конкретных сооружений.

В тех случаях, когда по расчетной схеме при потере устойчивости сооружение сдвигается совместно с частью грунтового массива, в расчетах устойчивости сооружений и их оснований следует учитывать грунтовые сейсмические силы в сдвигаемой части расчетной области основания. Во всех случаях сдвигаемые грунтовые области (откосы сооружений из грунтовых материалов, грунтовые массивы, слагающие основание, склоны и засыпка подпорных стен, а также наносы) определяются из условия предельного равновесия этих областей с учетом всех нагрузок и воздействий аварийного сочетания, включающего сейсмические воздействия.

Конкретные методы определения предельного состояния сдвигаемых грунтовых массивов, в том числе и в случае нахождения бокового давления грунта при сдвиге, принимаются проектными организациями с учетом особенностей конструкций и условий эксплуатации сооружений.

**Примечание.** Если грунтовые массивы примыкают к боковым граням сооружения с двух сторон, то в расчетах устойчивости следует принимать, что сейсмические силы в обоих грунтовых массивах действуют в одном направлении и тем самым увеличивают общее давление грунта на одну из боковых граней сооружения и одновременно уменьшают давление на противоположную грань.

**9.3.10** В тех случаях, когда прогнозируется отложение у верховой грани сооружения наносов, следует учитывать влияние этих наносов в расчетах прочности и устойчивости сооружения при сейсмических воздействиях. Особое внимание должно обращать на установление возможности разжижения грунтов наносов при сейсмических воздействиях и размеров зоны этого явления.

**9.3.11** В створе сооружения, в зоне водохранилища и нижнем бьефе подлежат проверке на устойчивость участки береговых склонов, потенциально опасные в отношении возможности обрушения при землетрясениях больших масс горных пород и отдельных скальных массивов, результатом чего могут быть повреждения основных сооружений гидроузла, образование волн перелива и затопление населенных пунктов или промышленных предприятий, разного рода нарушения нормальной эксплуатации гидротехнического сооружения.

Для береговых склонов «назначенный срок службы» принимается равным максимальному для сооружений данного гидроузла.

**9.3.12** В расчетах устойчивости гидротехнических сооружений, их оснований и береговых склонов следует учитывать возникающие под влиянием сейсмических воздействий дополнительное (динамическое) поровое давление, а также изменения деформационных, прочностных и других характеристик грунта в соответствии с 9.3.3.

**9.3.13** Высоту гравитационной волны  $\Delta h$ , м, учитываемую при назначении превышения гребня плотины над расчетным уровнем воды, в случае возможности сейсмотектонических деформаций (подвижек) дна водохранилища при землетрясениях интенсивностью  $I = 6 \div 9$  баллов, следует определять по формуле:

$$\Delta h = 0,4 + 0,76(l - 6) . \quad (9.2)$$

#### 9.4 Прямой динамический метод

**9.4.1** Сейсмическое ускорение основания задается расчетной акселерограммой землетрясения, представляющей собой в общем случае трехкомпонентную ( $j = 1, 2, 3$ ) функцию ускорения колебаний во времени  $\ddot{U}_0(t)$ . При этом смещения, деформации, напряжения и усилия определяются на всем временном интервале сейсмического воздействия на сооружение.

Расчетные акселерограммы, в дополнение к параметру  $a_{II}$ , должны соответствовать также всем остальным параметрам, характеризующим расчетное сейсмическое воздействие и указанным в 9.2.2. Если имеющихся сейсмологических данных недостаточно для установления пиковых значений расчетных ускорений  $a_{II}$ , то на предварительной стадии проектирования допускается принимать, что значение  $a_{II}$  определяется в соответствии с указаниями 9.5.1.

**Примечание.** В качестве исходного сейсмического воздействия могут задаваться как акселерограммы, так и велосиграммы либо сейсмограммы.

**9.4.2** Расчет на ПЗ производится, как правило, с применением линейного временного динамического анализа, а на МРЗ – нелинейного или линейного временного динамического анализа.

Временной динамический анализ (линейный и нелинейный) производится с применением пошагового интегрирования дифференциальных уравнений; линейный динамический анализ допускается выполнять также методом разложения решения в ряд по формам собственных колебаний.

**9.4.3** Значения максимального пикового ускорения в основании сооружения

$$a_{II} = \max |\ddot{U}_0(t)|, \quad (9.3)$$

должны быть не меньше ускорений, определяемых при соответствующей расчетной сейсмичности по картам сейсмического зонирования территории страны или с использованием карт общего сейсмического районирования по указаниям 9.5.1.

**9.4.4** Расчет гидротехнических сооружений производится на совместное действие трех компонент акселерограммы. Результаты расчета (смещения, деформации, напряжения, усилия) определяются для всех моментов времени периода действия акселерограммы и из них выбираются экстремальные значения. При этом вычисленные величины характеризующие состояние сооружения при его колебаниях по направлениям осей X, Y, Z суммируются по формуле 6.6.

**9.4.5** Число форм собственных колебаний  $n$ , учитываемых в расчетах с использованием разложения решения по указанным формам, выбирается таким образом, чтобы выполнялись условия:

$$\omega_n \geq 3\omega_1 \quad (9.4)$$

$$\omega_n \geq 2\omega_c \quad (9.5)$$

где  $\omega_n$  – частота последней учитываемой формы собственных колебаний;

$\omega_1$  – минимальная частота собственных колебаний;

$\omega_c$  – частота, соответствующая пиковому значению на спектре действия расчетной акселерограммы.

При этом число используемых форм колебаний должно составлять не менее 3.



**9.4.6** При выполнении динамического анализа сейсмостойкости следует использовать значения параметров затухания  $\zeta$ , установленные на основе динамических исследований поведения сооружений при сейсмических воздействиях.

При отсутствии экспериментальных данных о реальных величинах параметров затухания в расчетах сейсмостойкости допускается принимать следующие значения логарифмических декрементов колебаний:

- железобетонные и каменные конструкции:  $\delta = 0,3$ ;
- стальные конструкции:  $\delta = 0,15$ .

**9.4.7** Напряженно-деформированное состояние подземных сооружений следует определять исходя из единого динамического расчета системы, включающей вмещающую подземное сооружение грунтовую среду и само сооружение. В расчетах подземных сооружений типа гидротехнических тоннелей следует учитывать сейсмическое давление воды.

## **9.5 Линейно-спектральный метод**

**9.5.1** В расчетах сооружений по линейно-спектральному методу (ЛСМ) материалы сооружения и основания считаются линейно-упругими.

Горизонтальную сейсмическую нагрузку по  $i$ -ой форме собственных колебаний сооружения следует определять по формуле 6.3. Значение  $a_0$  следует принимать по таблице 6.5.

**9.5.2** Направление сейсмического воздействия  $\ddot{U}_0$  при расчетах ЛСМ должно выбираться таким образом, чтобы воздействие оказалось наиболее опасным для сооружения.

При отсутствии данных о соотношении горизонтальной и вертикальной компонент сейсмического воздействия допускается рассматривать два значения угла между вектором сейсмического ускорения  $\ddot{U}_0$  и горизонтальной плоскостью:  $0^\circ$  и  $30^\circ$ .

Протяженные тоннели допускается рассчитывать на сейсмическое воздействие в плоскости, нормальной к оси тоннеля.

Отдельно стоящие гидротехнические сооружения, схематизируемые стержнями, рассчитываются на горизонтальные сейсмические воздействия в плоскостях наибольшей и наименьшей жесткости.

**9.5.3** Допускается выполнять расчеты с учетом следующего числа форм собственных колебаний:

- в расчетах по одномерной (консольной) схеме – не менее 3...4;
- в расчетах по двумерным схемам – не менее 10...15 для бетонных сооружений и 15...18 для сооружений из грунтовых материалов;
- в расчетах по пространственным схемам число учитываемых форм устанавливается в каждом конкретном случае в соответствии с 6.3.10, но не менее 20 форм для бетонных сооружений и 25 – для сооружений из грунтовых материалов.

**9.5.4** Расчетные значения возникающих в сооружении смещений (деформаций, напряжений и усилий) с учетом всех учитываемых в расчете форм собственных колебаний сооружения следует определять по формуле (6.6).

## **9.6 Мероприятия по повышению сейсмостойкости гидротехнических сооружений**

**9.6.1** При необходимости размещения сооружений на участке тектонического разлома основные сооружения гидроузла (плотины, здания ГЭС, водосбросы) следует размещать на едином структурно-тектоническом блоке, в пределах которого исключена возможность взаимных подвижек частей сооружения. При невозможности исключения

взаимных подвижек частей сооружения в проекте должны быть разработаны специальные конструктивные мероприятия, позволяющие воспринять дифференцированные подвижки без ущерба для безопасности сооружения.

**9.6.2** Строительство водоподпорных и других сооружений, входящих в состав напорного фронта, на оползнеопасных участках допускается только при осуществлении мероприятий, исключающих образование оползневых деформаций в основании сооружения и береговых склонах в створе сооружения. Сейсмические воздействия при расчете устойчивости склонов на оползнеопасных участках рекомендуется определять по Приложению И.

**9.6.3** При возможности нарушения устойчивости сооружения, а также развития чрезмерных деформаций в теле сооружения и в основании вследствие разжижения и других деструктивных изменений состояния грунтов в основании или теле сооружения под влиянием сейсмических воздействий следует предусматривать искусственное уплотнение или укрепление этих грунтов.

**9.6.4** Для каменно-земляных плотин в сейсмических районах с верховой стороны ядер и экранов следует предусматривать устройство фильтров (переходных слоев), при этом подбор состава первого слоя фильтра должен обеспечивать кольматацию (самозалечивание) трещин, которые могут образоваться в противофильтрационном элементе при землетрясении.

**9.6.5** Верховые водонасыщенные призмы плотин из грунтовых материалов следует проектировать из крупнозернистых грунтов с повышенными коэффициентами неоднородности и фильтрации (каменная наброска, гравелистые, галечниковые грунты и др.), которые обладают существенно ограниченной способностью к разжижению при сейсмических воздействиях. При необходимости уменьшения объема крупнозернистого материала в теле верховой призмы допускается введение горизонтальных слоев из крупнозернистых (крупнообломочных) сильнодренирующих материалов.

**Примечание.** Указания данного пункта не распространяются на гидротехнические сооружения из грунтовых материалов с экраном.

**9.6.6** С целью повышения устойчивости верховой упорной призмы плотин из грунтовых материалов с ядрами или диафрагмами при сейсмических воздействиях надлежит разрабатывать мероприятия, обеспечивающие снижение избыточного порового давления в грунтах, в частности, максимальное уплотнение несвязных грунтов, крепление откосов каменной наброской, устройство дополнительных дренирующих слоев и т.д.

**9.6.7** При проектировании плотин и других водоподпорных сооружений в сейсмических районах повышение их сейсмостойкости следует производить с помощью одного (или нескольких) мероприятий из нижеследующего перечня, осуществляя выбор на основании их технико-экономического сопоставления:

1. Уширение поперечного профиля плотины;
2. Облегчение верхней части сооружений за счет применения оголовков минимального веса, устройства верхней части сооружения в виде стенки, контрфорсной или рамной конструкции, выполнения полостей в зоне гребня сооружения и т. д.;
3. Заглубление подошвы сооружения до скальных пород;
4. Укрепление основания, сложенного нескальными грунтами, путем инъецирования этих грунтов;
5. Обжатие бетона у верховой грани бетонных плотин с помощью натяжения анкеров;
6. Защита верхового откоса плотины из грунтовых материалов водонепроницаемым экраном;

7. Использование для массивных гравитационных плотин клиновой («токтогульской») разрезки сооружения на секции;
8. Применение пространственно работающих массивных гравитационных плотин;
9. Устройство периметрального шва для арочных плотин;
10. Использование сдвоенных контрфорсов, либо размещение распорных балок между контрфорсами для контрфорсной плотины;
11. Создание перед бетонной плотиной стационарной воздушной подушки, снижающей интенсивность гидродинамического давления на колеблющееся сооружение;
12. Устройство антисейсмических поясов;
13. Использование «армированного грунта» для возведения земляных плотин.

**9.6.8** Для повышения сейсмостойкости эксплуатируемых плотин, имеющих дефицит сейсмостойкости, следует рассматривать мероприятия 1, 2, 5, 10, 11 из перечня, приведенного в 9.6.7, а также инъектирование упорных призм грунтовых плотин цементными или иными растворами.

**9.6.9** Портовые оградительные сооружения при расчетной сейсмичности площадки 8 и 9 баллов следует возводить, как правило, из наброски камня, обыкновенных и фасонных массивов или массивов-гигантов. Углы наклона откосов набросных сооружений при сейсмичности 8 и 9 баллов следует уменьшать соответственно не менее чем на 10 % и 20 % по сравнению с допускаемыми в несейсмических районах.

**9.6.10** При специальном обосновании портовые оградительные сооружения в виде конструкций безраспорного типа допускается возводить с разработкой мероприятий, повышающих их сейсмостойкость.

**9.6.11** При проектировании портовых оградительных сооружений целесообразно принимать технические решения, повышающие их сейсмостойкость, а именно:

- размещение сооружений на основаниях, сложенных более прочными грунтами;
- уширение подошвы и придание сооружению симметричного профиля (относительно вертикальной продольной плоскости);
- устройство по длине сооружений антисейсмических швов.

**9.6.12** Портовые причальные сооружения при расчетной сейсмичности площадки строительства 8 и 9 баллов следует возводить, как правило, в виде конструкций, не подверженных одностороннему давлению грунта. При невозможности выполнения этого условия предпочтение следует отдавать заанкеренным стенкам из металлического шпунта при нескальных и из массивов гигантов при скальных основаниях.

Для повышения сейсмостойкости конструкций причалов и набережных типа гравитационных стен следует, как правило, укрупнять размеры сборных элементов, а омоноличивание конструкций выполнять со сваркой выпусков арматуры или закладных деталей. При расчетной сейсмичности строительной площадки, не превышающей 8 баллов, допускается применение сборных гравитационных стен в виде кладки из элементов типа обыкновенных массивов с выполнением конструктивных мероприятий для создания условий совместной работы этих элементов.

**9.6.13** Для конструкций причалов эстакадного типа в качестве опор следует применять стальные трубы, коробки из шпунта, предварительно напряженные центрифугированные железобетонные оболочки. Применение призматических железобетонных свай допускается при специальном обосновании.

Горизонтальную жесткость эстакад при необходимости следует обеспечивать применением наклонных свай либо устройством дополнительных связей между отдельными конструктивными элементами. Конструкция связей между отдельными секциями должна исключать возможность хрупкого разрушения связей при сейсмических колебаниях. Целесообразность соединения отдельных секций специальными связями устанавливается расчетами на основное и особое сочетания нагрузок.

**9.6.14** Для повышения сейсмостойкости причалов в виде заанкеренных стенок из металлического шпунта целесообразно в качестве анкерных опор использовать свайные козловые системы. В случаях использования в качестве опор анкерных плит или анкерных стенок следует предусматривать дополнительные меры, обеспечивающие их сейсмостойкость (тщательное уплотнение грунта перед ними, устройство призм из крупнообломочных материалов и др.)

При расчетной сейсмичности площадки строительства 7 и более баллов целесообразно применять специальные компенсаторы для выравнивания усилий в анкерных тягах и лицевых шпунтовых стенках.

Крановые пути за шпунтовыми стенками следует устраивать на свайном основании.

**9.6.15** Для повышения сейсмостойкости конструкций причалов гравитационного типа следует, как правило, укрупнять размеры сборных элементов. При этом омоноличивание отдельных конструктивных элементов выполнять со сваркой выпусков арматуры или стальных закладных деталей.

При расчетной сейсмичности строительной площадки, не превышающей 8 баллов, допускается применение сборных гравитационных стен в виде кладки из обыкновенных или пустотелых массивов с выполнением конструктивных мероприятий для создания условий их совместной работы.

**9.6.16** При возведении причалов в виде заанкеренных шпунтовых стенок или конструкций из массивов-гигантов, или других сборных элементов должны быть предусмотрены мероприятия, способствующие уменьшению осадок территории.

Устройство территории из мелкого песка путем рефулирования не допускается.

**9.6.17** Покрытия вновь образованных территорий должны устраиваться из сборных железобетонных плит.

**9.6.18** Степень сейсмостойкости эксплуатируемых портовых ГТС должна оцениваться по результатам инженерного обследования на основе экспериментального определения фактических динамических характеристик сооружений с последующими поверочными расчетами на сейсмические воздействия в соответствии с нормативными требованиями.

## **9.7 Геодинамический мониторинг гидротехнических сооружений**

**9.7.1** В проектах водоподпорных сооружений классов последствий (ответственности) СС3 и СС2-1 при расчетной сейсмичности площадки строительства для ПЗ 7 баллов и выше, а также при возможности опасных проявлений других геодинамических процессов (современных тектонических движений, оползней, резких изменений напряженно-деформированного состояния или гидрогеологического режима верхних частей вмещающей геологической среды и др.), следует предусматривать создание комплексной системы геодинамического мониторинга, включающей:

- сейсмологический мониторинг за естественными и техногенными землетрясениями на участке плотины и в зоне водохранилища;
- инженерно-сейсмометрический мониторинг на сооружениях и береговых примыканиях;

- геофизический мониторинг физико-механических свойств и напряженно-деформированного состояния сооружения и основания, а также района расположения гидроузла;
- геодезический мониторинг деформационных процессов, происходящих в сооружении и основании, а также земной поверхности в районе водохранилища;
- тестовые динамические испытания сооружения;
- проведение поверочных расчетов сейсмостойкости и оценка сейсмического риска в случае изменения сейсмических условий площадки строительства, свойств основания и сооружения во время эксплуатации;
- систему регламентных мероприятий персонала действующего гидротехнического сооружения по предотвращению либо снижению негативного влияния опасных геодинамических процессов и явлений в период эксплуатации.

Конкретные состав и методы наблюдений и исследований определяются специализированной организацией.

Геодинамический мониторинг проводится комплексно и охватывает период от начала строительства до конца эксплуатации ГТС.

**9.7.2** Все ГТС независимо от их назначения, класса, конструкции и материала изготовления должны подвергаться обследованию после каждого сейсмического воздействия интенсивностью 5 баллов и выше. При этом должны быть оперативно проанализированы показания всех видов контрольно-измерительной аппаратуры, установленной в сооружении, а также проведен осмотр сооружения. На основании установленных фактов проводится экспертная и расчетная оценка прочности, устойчивости и эксплуатационных качеств сооружения.

## **10 ОТКОСЫ**

### **10.1 Общие требования**

**10.1.1** При разработке проекта необходимо выполнить проверку устойчивости грунтовых оснований для зданий, которые возводятся на естественных или искусственных склонах или вблизи таких склонов, с целью обеспечения безопасности и/или эксплуатационной надежности зданий при проектном землетрясении.

**10.1.2** В условиях действия нагрузки при землетрясении предельным состоянием для склонов является такое, после которого имеют место неприемлемо большие остаточные перемещения грунтового массива в пределах глубины, которая является значительной как для конструктивных, так и функциональных влияний на здание.

**10.1.3** Проверку устойчивости можно не проводить для зданий класса последствий (ответственности) ССЗ, если известно, что грунты основания на строительной площадке являются устойчивыми.

### **10.2 Методы расчёта**

**10.2.1** Реакция грунтовых склонов на проектное землетрясение должна быть определена путем использования известных методов динамического расчета, таких как модели на основе конечных элементов или жестких блоков, или с помощью упрощенных методов.

**10.2.2** При моделировании механического поведения грунта должно быть принято во внимание смягчение реакции с увеличением деформации, а также возможные эффекты роста давления под влиянием циклического нагружения.

**10.2.3** Проверка устойчивости может осуществляться с помощью упрощенных

методов, когда топография поверхности и стратиграфия грунта не представляют очень резких нарушений.

**10.2.4** Условие предельного состояния должно быть проверено для наименее безопасной потенциальной поверхности скольжения.

**10.2.5** Условие предельного состояния по эксплуатационной надежности может быть проверено путем вычисления остаточного перемещения массива обрушения с использованием упрощенной динамической модели, составленной из жестких блоков обрушения с противодействующими силами трения и сцепления на склоне. В этой модели сейсмическое влияние должно быть представлено переменным во времени.

Упрощенные методы не должны применяться для грунтов, в которых возможно возникновение высоких величин порового давления воды или значительное ослабление жесткости под действием циклической нагрузки.

**10.2.6** Рост порового давления должен быть оценен с использованием соответствующих испытаний. При отсутствии таких испытаний и с целью предварительного проектирования это может быть оценено с помощью эмпирических зависимостей.

**10.2.7** Для водонасыщенных грунтов необходимо рассмотреть возможное ослабление прочности и роста порового давления при циклической нагрузке.

### **10.3 Потенциально разжижаемые грунты**

**10.3.1** Снижение прочности на сдвиг и/или жесткости, вызванное увеличением порового давления воды в насыщенных несвязных грунтах в процессе колебаний основания при землетрясении, которые приводят к значительным остаточным деформациям или даже к состоянию почти нулевого эффективного напряжения в грунте, приводит к разжижению грунта.

**10.3.2** Оценка склонности к разжижению грунта должна производиться, если грунты имеют протяжные слои или толстые линзы рыхлого песка, которые содержат мелкие фракции ила/глины ниже уровня грунтовых вод, а также когда уровень грунтовых вод находится близко к поверхности грунтов. Такая оценка должна выполняться для свободных полевых условий площадки.

**10.3.3** Для проведения исследований потенциального разжижения грунта рекомендуется проведение на площадке стандартных испытаний методом динамического зондирования (SPT) или испытаний методом статичного зондирования (CPT), а также лабораторных исследований кривых распределения размера зерен грунта.

**10.3.4** Для стандартных испытаний методом динамического зондирования измеренные значения количества ударов  $N_{SPT}$ , выраженные в ударах/ 30 см, должны быть нормируемые по номинальному давлению верхних пластов пород 100 кПа и по отношению энергии удара к теоретической энергии свободного падения равного 0,6. Для глубин менее 3 м измеренные значения  $N_{SPT}$  следует уменьшить на 25 %.

**10.3.5** Рекомендуется осуществлять оценку влияния эффектов верхних пород путем умножения измеренного значения  $N_{SPT}$  на коэффициент  $(100 / \sigma'_{vo})^{0,5}$ , где  $\sigma'_{vo}$  (кПа) – эффективное давление верхних пород, действующее на глубине, на которой выполнялось измерение при стандартных испытаниях. Значение указанного коэффициента должно быть не менее 0,5, но не более 2.

**10.3.6** Определение энергии требует умножения значения количества ударов  $N_{SPT}$  на коэффициент  $ER / 60$ , где  $ER$  - величина, в сто раз превышающая коэффициент использования энергии, характерный для испытательного оборудования.

**10.3.7** Для зданий с фундаментами мелкого заложения оценку склонности к разжижению можно не проводить, если насыщенные песчаные грунты находятся на глубинах свыше 15 м от поверхности грунта.

**10.3.8** Опасностью разжижения можно пренебречь, если  $a_0 \cdot S < 0,15$ , где  $a_0$  – относительное ускорение грунта;  $S$  – коэффициент, характеризующий свойства грунта и определяемый по 3.2.2.2 ДСТУ-Н Б EN 1998-1, и выполняется хотя бы одно из следующих условий:

- пески имеют содержимое глины больше 20 % с показателем пластичности  $P_I > 10$ ;
- пески имеют содержимое ила больше 35%, и, в то же время, количество ударов при испытаниях стандартным методом, нормализованное для эффектов верхних пластов и коэффициенту использования энергии, составляет  $N_I(60) > 20$ ;
- пески являются чистыми при количестве ударов при стандартных испытаниях, нормализованное для эффектов верхних пластов и коэффициенту использования энергии,  $N_I(60) > 30$ .

**10.3.9** Если опасностью разжижения нельзя пренебречь, её необходимо оценить общепринятыми методами инженерной геотехники на основании корреляции между измерениями на месте и критическими циклическими напряжениями при сдвиге, которые проявляли разжижение во время прошлых землетрясений.

**10.3.10** Если грунты признаны склонными к разжижению и считается, что последующие эффекты способны повлиять на несущую способность или устойчивость фундаментов, для обеспечения устойчивости фундамента должны быть приняты меры по улучшению характеристик грунта и использованию свайного ростверка.

**10.3.11** Улучшение грунта против разжижения заключается или в уплотнении почвы для увеличения сопротивления проникновению за пределы опасного диапазона, или в использовании дренажа для уменьшения чрезмерного давления поровой воды, создаваемой сотрясением почвы.

**10.3.12** Использование только свайных фундаментов следует рассматривать с осторожностью в связи с большими усилиями, которые могут возникать в сваях в связи с потерей способности к сопротивлению грунта в разжижаемом слое или слоях грунта

#### **10.4 Повышенные осадки грунтов при циклических нагрузках**

**10.4.1** Склонность грунтов основания к уплотнению и чрезмерному оседанию, вызванным циклическими напряжениями при землетрясении, должны быть учтены, если на небольшой глубине имеются протяжённые слои или толстые линзы сыпучих грунтов, ненасыщенных, несвязных материалов.

**10.4.2** Чрезмерное осадка может также происходить в очень мягких глинах через циклическое ослабление их прочности на сдвиг под воздействием длительного сотрясения грунтов основания.

**10.4.3** Возможное уплотнение грунтов основания должно выполняться имеющимися методами инженерной геотехники.

**10.4.4** Если осадки, вызванные уплотнением или циклическим ослаблением, оказываются способными повлиять на устойчивость фундаментов, следует уделять внимание способам улучшения свойств грунтового основания.

### **11 ВОССТАНОВЛЕНИЕ, УСИЛЕНИЕ И РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

**11.1** Требования настоящего раздела распространяются на здания и сооружения:

- а) получившие повреждения во время землетрясения;
- б) возведенные без соответствующих антисейсмических мероприятий или при их

недостаточности, а также в случаях изменения расчетной сейсмичности территории;

в) реконструируемые объекты.

**11.2** Восстановление, усиление и реконструкция здания или сооружения производится:

а) для переустройства с целью частичного или полного изменения объемно – планировочного решения и (или) функционального назначения;

б) для повышения сейсмостойкости или приведения в соответствие с требованиями действующих норм;

в) при повышении эксплуатационных нагрузок на несущие элементы здания или сооружения;

г) при истечении нормативного срока эксплуатации.

**11.3** При выборе способов усиления несейсмостойких жилых, общественных и промышленных зданий необходимо руководствоваться общими принципами проектирования для сейсмических районов, изложенными в настоящих нормах. Элементы здания с недостаточной несущей способностью выявляются расчетом. При разработке проекта усиления, вне зависимости от результатов расчёта, следует учитывать конструктивные требования, изложенные в разделе 7.

**11.4** В случаях, когда полное выполнение конструктивных требований настоящих норм невозможно или их выполнение приводит к экономической нецелесообразности усиления, допускается реализация обоснованных расчетом технических решений усиления здания при неполном соответствии требованиям данных норм с их согласованием в установленном порядке. При этом принятый уровень выполнения требований данных норм должен быть обоснован в зависимости от экономической целесообразности и необходимого срока службы здания (сооружения).

**11.5** Восстановление, усиление и реконструкция несущих конструкций может иметь следующие уровни:

а) восстановление состояния конструкций до уровня, предшествующего повреждению;

б) повышение сейсмостойкости до уровня выше первоначального;

в) усиление несущих конструкций до уровня, соответствующего требованиям действующих строительных норм.

**11.6** Решения о восстановлении или усилении зданий (сооружений) должны приниматься с учетом их физического или морального износа и социально – экономической целесообразности мероприятий по восстановлению или усилению.

В целях определения степени повреждения или физического износа, установления возможности дальнейшей эксплуатации зданий (сооружений) должна производиться оценка их технического состояния и несущей способности конструкций.

**11.7** Уровень восстановления, усиления и реконструкции назначается заказчиком в зависимости от ответственности здания и его функционального назначения, а также на основании результатов обследования и указывается в задании на проектирование.

**11.8** Проект повышения сейсмостойкости зданий и сооружений следует разрабатывать на основе проектной документации и материалов детального натурного обследования грунтового основания и конструктивных элементов здания. В проекте следует использовать, как правило, следующие технические мероприятия:

а) изменение объемно–планировочных решений путем разделения зданий сложных конструктивных схем на отсеки простой формы антисейсмическими швами, разборки верхних этажей здания, устройства дополнительных элементов жесткости для обеспечения симметричного расположения жесткостей в пределах отсека и



уменьшения расстояния между ними;

б) усиление стен, рам, вертикальных связей для обеспечения восприятия усилий от статических и от расчетных сейсмических воздействий;

в) увеличение жесткости дисков перекрытия и надежности соединения их элементов, устройство или усиление антисейсмических поясов;

г) обеспечение надежных связей между стенами различных направлений, между стенами и перекрытиями;

д) усиление элементов соединения сборных конструкций стен;

е) усиление конструктивной схемы здания (сооружения), в том числе путем введения системы дополнительных конструктивных элементов;

ж) уменьшение сейсмических нагрузок, в том числе путем снижения массы здания (сооружения) и элементов усиления;

з) использование гасителей колебаний, сейсмоизоляции и других методов регулирования сейсмической реакции;

и) изменение функционального назначения (снижение уровня ответственности).

При восстановлении несущей способности железобетонных конструкций с трещинами до уровня от 0,7 до 0,9 от первоначальной величины допускается применение инъектирования строительными растворами на цементном вяжущем.

**11.9** Определение несущей способности конструкций должно производиться по результатам их обследования и оценки технического состояния путем выполнения расчета здания (сооружения) на расчетное сейсмическое воздействие с учетом данных инструментальных измерений фактической прочности материалов конструкции. При этом расчетное значение прочности материалов должно определяться на основе статистического анализа «разброса» измеренных ее величин в пределах этажа здания как минимальное значение в доверительном интервале нормального распределения с обеспеченностью 0,95.

Усиление конструкций должно назначаться на основе оценки несущей способности главных конструктивных элементов, ответственных за общую устойчивость здания или сооружения.

**11.10** При проектировании восстановления, усиления или повышения сейсмостойкости должно предусматриваться максимальное сохранение существующих конструкций без повреждений или элементов, для которых в результате расчета на сейсмические нагрузки несущая способность окажется выше действующих усилий. В подобных случаях не рекомендуется назначать технические решения, ухудшающие однородность и целостность конструкции, например, использование железобетонных стоек путем прорезания каменной кладки, нарушая при этом ее монолитность.

**11.11** При оценке несущей способности сохраняемых конструкций следует учитывать:

а) пространственную работу;

б) действительную работу узлов сопряжения элементов, в том числе каркаса и стенового заполнения;

в) перераспределение усилий за счет развития пластических деформаций, в том числе трещинообразования;

г) соответствие конструктивной и расчетной схем;

д) совместную работу элементов каркаса и перекрытия;

е) податливость грунтового основания.

Обобщение наиболее распространенных способов восстановления, усиления и реконструкции приведено в таблице 11.1.

**Таблица 11.1** - Классификация способов реконструкции

Виды конструкций	Уровень реконструкции			
	Восстановление	Усиление	Повышение сейсмостойкости до нормативного уровня	Замена, демонтаж
Основание	Инъектирование	Инъектирование	Дополнительное уплотнение. Водопонижение	
Фундаменты	Инъектирование Устройство гидроизоляции.	Устройство обойм разгрузочных конструкций.	Устройство обойм разгрузочных конструкций. Изменение расчетной схемы.	Уширение подошвы фундаментов
Стены и каркасы	Инъектирование Нанесение армобашек, штукатурок.	Улучшение регулярности распределения жесткостей Усиление стен и простенок (рубашки, шпонки, скобы, стяжки, обоймы), рам (обоймы) Усиление связей между стенами.	Улучшение регулярности распределения жесткостей Усиление вертикальных связей жесткостей Вертикальное натяжение Устройство ядер жесткости и разгрузочных поясов Изменение конструктивной схемы	Демонтаж верхних этажей
Перекрытия	Инъектирование	Устройство армированных стяжек Увеличение сечения	Увеличение жесткости перекрытий и анкеровка их в поясах стен Натяжение, затяжки, шпренгеля Изменение конструктивной схемы	Замена перекрытий
Крыши	Восстановление отдельных элементов	Увеличение сечения	Изменение конструктивной схемы	Замена элементов конструкций

**11.12** При реконструкции, особенно в случаях пристроек и (или) надстроек, принятые технические решения должны обеспечивать требуемую сейсмостойкость всего здания в целом.

**11.13** При использовании принципиально новых конструктивных решений усиления или восстановления зданий и сооружений разработка проектной документации должна производиться при научном сопровождении и с участием специализированных научно – исследовательских и проектных организаций в соответствии с ДБН В.1.2-5.

**11.14** Восстановленные, усиленные и реконструируемые объекты подлежат обязательной приемке в установленном для обычных объектов порядке с обязательным составлением паспорта о техническом состоянии и классе (уровне) сейсмостойкости.

## 12 ПРОЕКТИРОВАНИЕ СИСТЕМЫ СЕЙСМОИЗОЛЯЦИИ

### 12.1 Общие положения

**12.1.1** Настоящий раздел содержит общие положения по проектированию системы сейсмоизоляции зданий и сооружений различного назначения.

**12.1.2** В разделе рассматривается пассивная система сейсмоизоляции зданий и сооружений, не требующая дополнительных источников энергии для обеспечения гашения колебаний.

**12.1.3** Под сейсмоизоляцией подразумевается изоляция зданий и сооружений от колебаний грунта при сейсмическом воздействии.

## **12.2 Область применения**

**12.2.1** Система сейсмоизоляции применяется в сооружениях различного назначения; при этом она может быть использована как при строительстве новых, так и при реконструкции существующих зданий.

**12.2.2** Система сейсмоизоляции предназначена для снижения сейсмической реакции зданий и защиты их от землетрясений. Она может также применяться при защите строительных объектов от промышленных вибраций и ударных волн, таких как волны от взрывов на карьерах, вибраций от движений поездов метрополитена, виброактивного промышленного оборудования и др.

**12.2.3** Уменьшение сейсмической реакции достигается с помощью увеличения периода колебаний основного тона изолированной системы, уменьшением амплитуд формы основного тона колебаний, увеличением демпфирования системы, а также комбинацией этих процессов.

**12.2.4** Систему сейсмоизоляции следует размещать ниже основной массы конструкций, как правило, между фундаментом и верхней частью здания (суперструктурой).

**12.2.5** Система сейсмоизоляции состоит из линейных или нелинейных элементов (сейсмоизолирующих блоков), обладающих высокими упругими диссипативными свойствами: пружин, резиновых или резинометаллических блоков, фрикционных демпферов (стальных или пластмассовых блоков скольжения), упруго-пластических (металлических и свинцовых блоков), упруго-вязких гидравлических демпферов и т.д. Можно применять отдельные элементы или комбинации из них, использовать устройства сопротивления ветровым нагрузкам и устройства по ограничению перемещений.

## **12.3 Основные требования к системе сейсмоизоляции**

**12.3.1** Системы сейсмоизоляции должны обладать:

- высокой вертикальной жесткостью;
- низкой сдвиговой жесткостью для повышения эффективности сейсмоизоляции в горизонтальном направлении;
- возможностью проявления больших горизонтальных перемещений при землетрясениях;
- большой диссипацией энергии;
- ограниченными перемещениями в горизонтальном направлении при несейсмических нагрузках;
- высокой надежностью и отсутствием возможности отказа;
- высоким уровнем защиты инженерного оборудования и исключать повреждение несущих элементов.

## **12.4 Основные требования при проектировании системы сейсмоизоляции**

**12.4.1** При проектировании системы сейсмоизоляции необходимо выполнить следующие требования:

- центр жесткости системы сейсмоизоляции должен совпадать с центром масс надземных частей здания;

- схема расположения элементов системы в плане должна соответствовать расположению несущих элементов надземной и подземной части здания;
- места установки сейсмоопор должны располагаться равномерно с учетом конфигурации здания и распределения вертикальных нагрузок;
- упругие элементы сопротивления ветровой нагрузке и ограничители перемещений должны быть расположены по периметру здания симметрично и равномерно;
- расстояние между элементами системы сейсмоизоляции под несущими конструкциями здания не должны превышать расчетные.

**12.4.2** Между фундаментами и верхней частью конструкцией здания должно быть предусмотрено достаточное пространство для обеспечения осмотра, технического обслуживания и замены элементов системы сейсмоизоляции.

**12.4.3** Элементы системы сейсмоизоляции должны быть закреплены как на фундаменте (субструктуре) так и на верхней части конструкции здания (суперструктуре).

**12.4.4** Система сейсмоизоляции должна быть спроектирована таким образом, чтобы вертикальные и горизонтальные колебания здания могли регистрироваться специальной аппаратурой (с сейсмометрами и акселерометрами); следует проводить мониторинг на трех уровнях: над и под системой сейсмоизоляции и на верхнем перекрытии здания.

**12.4.5** Материалы (металлы, пластмассы, резина и др.), используемые при изготовлении и монтаже элементов сейсмоизоляции, должны соответствовать существующим нормативным документам.

**12.4.6** Между грунтом и сейсмоизолированной верхней частью здания необходимо предусмотреть достаточное пространство, чтобы обеспечить перемещение грунта во всех направлениях.

**12.4.7** Элементы сейсмоизоляции должны быть защищены от опасного воздействия окружающей среды: огня, агрессивного влияния химических и биологических компонентов. Необходимо предусмотреть противопожарную защиту. Необходимо также сохранять сейсмические зазоры вокруг сейсмосистемы: элементы следует защищать от осадков, строительного и бытового мусора и т.д.

**12.4.8** Служебные коммуникации зданий (трубопроводы, кабели, системы вентиляции и т.д.) должны включать гибкие соединения и специальные компенсаторы, которые обеспечат подвижность наземной части здания.

**12.4.9** Сейсмоизолирующие блоки (СБ) следует размещать, как правило, на фундаменте или в уровне цокольных этажей здания.

**12.4.10** Фундаменты сооружений должны проектироваться в соответствии с требованиями действующих норм по проектированию оснований и фундаментов.

**12.4.11** Фундаменты под СБ могут быть: ленточными, отдельно стоящими столбчатыми, сваи с ростверком и т.п. Отдельно стоящие столбчатые фундаменты должны быть соединены между собой жесткими связями.

**12.4.12** Для обеспечения равномерного распределения горизонтальной и вертикальной сейсмической нагрузки, которой подвергаются изоляторы, над и под ними необходимо запроектировать жесткую систему из балок. Система верхних балок должна быть жестко связана с надземной частью сооружения. Возникновение крутящих моментов в конструктивных элементах верхней системы балок недопустимо.

**12.4.13** Система сейсмоизоляции может быть запроектирована: из сейсмоизолирующих блоков с применением специальных демпфирующих устройств, а также устройств по ограничению перемещений при горизонтальных нагрузках (уровни, возникающих колебаний в здании, должны отвечать требованиям санитарных норм).

**12.4.14** Места устройства систем изоляции в плане следует располагать равномерно с учётом конфигурации здания и распределения вертикальных нагрузок. Расстояния между сейсмическими изоляторами под несущими стенами не должны превышать 3 м. Рекомендуется размещать вертикальные сейсмоизоляторы на одном горизонтальном уровне.

**12.4.15** Минимальный зазор между зданием с изоляцией и окружающими подпорными стенами или другими сооружениями должен быть не менее максимального расчетного горизонтального перемещения сейсмоизолированной части здания.

**12.4.16** При устройстве нескольких СБ на одном опорном элементе, расстояние между двумя сейсмозащитными блоками должно обеспечивать их установку и последующую замену.

**12.4.17** Следует предусмотреть надежные соединения опорных пластин с надземными конструкциями и фундаментом, а так же конструктивные мероприятия, обеспечивающие восприятие расчетных усилий в узлах.

**12.4.18** Требования к размещению оборудования в здании и сооружении, нормы по обеспечению его безопасности при эксплуатации устанавливаются в проектной документации на основании международных и национальных стандартов.

**12.4.19** При проектировании зданий с системой сейсмоизоляции следует предусматривать и проверять расчетом крепление высокого и тяжелого оборудования к несущим конструкциям зданий, а также учитывать сейсмические усилия, возникающие при этом в несущих конструкциях.

## **12.5 Основные требования при проектировании и расчете элементов системы сейсмоизоляции**

**12.5.1** Резиновые и резинометаллические элементы должны быть спроектированы и рассчитаны с учетом вертикальной и горизонтальной нагрузки, создаваемой сейсмическим воздействием и ветром, с учетом условий окружающей среды, старения резины, внешней температуры и влияния вредных веществ.

**12.5.2** Элементы системы сейсмоизоляции (резиновые и резинометаллические элементы) должны обладать высокой диссипацией энергии.

**12.5.3** Конструкция системы сейсмоизоляции должна быть такой, чтобы оставаться устойчивой и сохранить упруго-вязкие характеристики при одновременном действии вертикальной и горизонтальной компоненты сейсмического воздействия одновременно.

**12.5.4** При проектировании должна быть выполнена проверка несущей способности элементов системы сейсмоизоляции.

**12.5.5** Механические характеристики упруго-вязких элементов системы сейсмоизоляции (для рассматриваемого случая жесткость резиновых блоков на сжатие и сдвиг) не должны отличаться больше чем на 5 % - 10 %.

**12.5.6** Элементы системы сейсмоизоляции крепятся к монолитным конструкциям (плитам перекрытия и ростверка) здания, расположенным сверху и снизу системы сейсмоизоляции.

**12.5.7** Безопасное функционирование элементов системы сейсмоизоляции необходимо оценивать при следующих положениях:

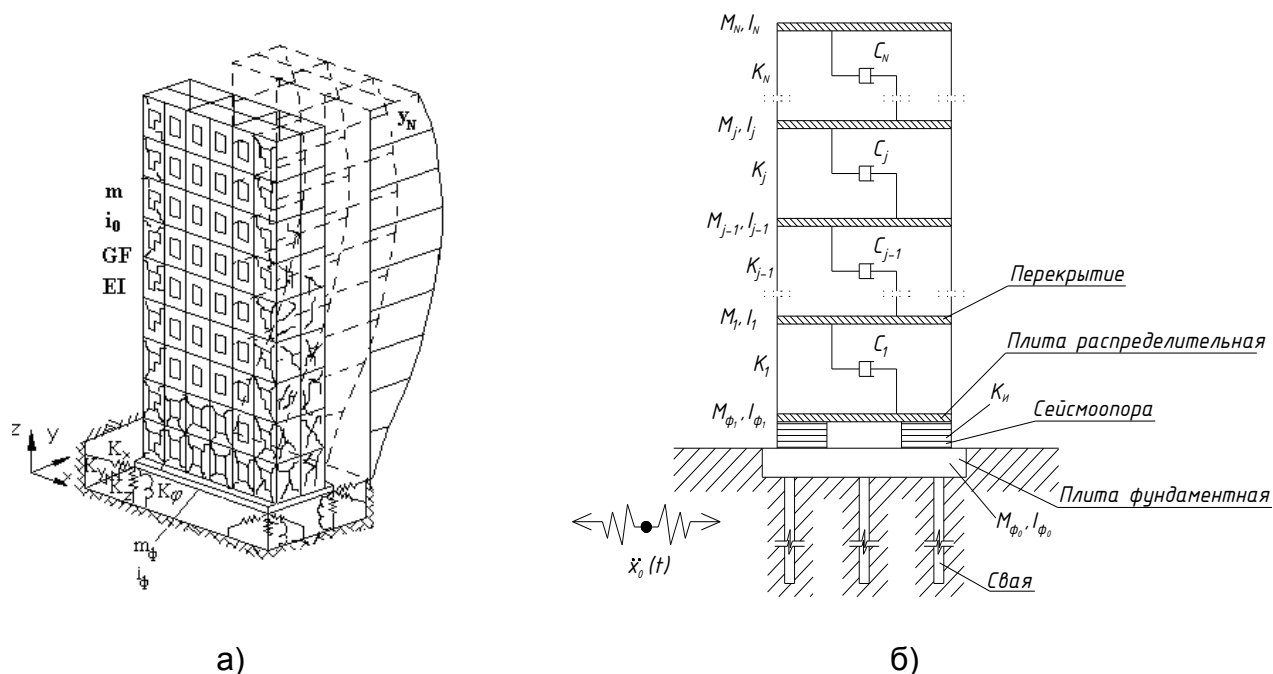
а) при максимально возможных вертикальных и горизонтальных усилиях сейсмического воздействия, включая также эффекты опрокидывания;

б) суммарное горизонтальное перемещение верхней части здания необходимо рассчитывать с учетом эффектов ползучести, температуры и вертикальной деформации упругих элементов.

**12.5.8** Устойчивость резиновых и резинометаллических упруго-вязких элементов следует проверять при испытании блоков на горизонтальное смещение; его величина должна соответствовать проектному максимальному перемещению при сейсмическом воздействии.

## 12.6 Основные положения динамического расчета зданий с системой сейсмоизоляции

**12.6.1** При расчетах зданий с системой сейсмоизоляции следует применять пространственную или плоскую динамическую расчетную модель системы «основание – фундамент – сейсмоопоры - надземная часть здания (сооружения)» (рисунок 12.1). При расчетах необходимо соблюдать условие: периоды собственных колебаний здания на РСБ по основной форме должны быть не менее 1 с.



а)  $M_\phi, I_\phi$  - масса и момент инерции массы фундамента;  
 $M_j, I_j, K_j, C_j$  – соответственно, масса, момент инерции массы, жесткость и демпфирование  $j$ -го этажа здания

**Рисунок 12.1** - Условная пространственная динамическая модель здания на сейсмоопорах (а) и плоская модель в сечении по высоте (б)

**12.6.2** Расчетная пространственная динамическая модель системы «основание – фундамент – сейсмоопоры - надземная часть здания» разрабатывается с учетом нелинейной работы материалов конструкций верхнего строения и фундамента, фактических жесткостных и демпфирующих характеристик сейсмоопор, определенных по результатам испытаний.

Прямые динамические расчеты при этом следует выполнять на воздействия, заданные акселерограммами площадки строительства, сгенерированные на основании результатов работ по сейсмомикрорайонированию.

**12.6.3** Расчет конструкций здания, расположенных выше системы сейсмоизоляции, допускается выполнять по спектральному методу при значении ускорения основания изолированного здания  $a_{0uz}$  (в уровне верха сейсмоопор). При этом значение  $a_{0uz}$  определяется по результатам расчета на акселерограммы площадки строительства пространственной модели «основание – фундамент – сейсмоопоры - надземная часть здания» с учетом фактических параметров жесткости и

демпфирования сейсмоопор при линейной работе конструкций надземной части здания.

Расчет сейсмических нагрузок на конструкции надземной части здания производится по формулам (6.1) - (6.5) при значении коэффициента  $k_1 = 1/R_\mu$ , где коэффициент редукции  $R_\mu$  определяется по методике Приложения Г.

**12.6.4** Требуется выполнять расчетную проверку устойчивости сейсмоизолированного здания против опрокидывания при действии расчетного землетрясения, заданного акселерограммами строительной площадки.

**12.6.5** Значительная деформативность сейсмоизоляторов требует расчетного обоснования ширины антисейсмических швов. Так как смежные секции здания могут колебаться асинхронно, минимальная ширина антисейсмических швов в уровне перекрытий должна быть не менее удвоенного перемещения вдоль поперечной и продольной осей секций. Для определения минимально необходимых размеров этих швов выполняется расчет здания на действие эксплуатационных и сейсмических нагрузок, вычисленных по спектральному методу 12.6.2 при коэффициенте  $k_1=1$  и на воздействия акселерограмм строительной площадки.

**12.6.6** При расчете на ветровые нагрузки расчетное (среднеквадратическое значение) горизонтального ускорения перекрытий не должно превышать допустимого, установленного ДБН и санитарными нормами для жилых зданий.

**12.6.7** При разработке проектов зданий для строительства в сейсмоопасных районах рекомендуется выполнять расчет стоимости по двум вариантам (с сейсмоизоляцией и при ее отсутствии) с учетом результатов расчета фундаментов и конструкций надземной части на основные и сейсмические нагрузки. При этом необходимо учитывать дополнительные расходы на изготовление и монтаж РСБ.

**12.6.8** При устройстве сейсмоизоляции должен быть обоснован расчет зазор с грунтом по периметру стен подземных цокольных этажей для возможности свободных колебаний здания на сейсмоопорах.

ПРИЛОЖЕНИЕ А  
(обязательное)

**СПИСКИ НАСЕЛЕННЫХ ПУНКТОВ УКРАИНЫ, РАСПОЛОЖЕННЫХ В  
СЕЙСМИЧЕСКИ ОПАСНЫХ РАЙОНАХ**

**А.1** В таблице А.1 приведены списки населенных пунктов Украины, расположенных в сейсмически опасных районах с указанием нормативной сейсмической интенсивности в баллах по шкале ДСТУ Б.В.1.1-28 для средних грунтовых условий и трех уровней опасности: 10 % - карта ОСР-2004 - А; 5 % - карта ОСР-2004 - В и 1 % - карта ОСР-2004 - С в течение 50 лет.

**А.2** Сейсмичность в баллах для населенных пунктов Украины, не указанных в таблице А.1, определяется непосредственно по картам ОСР-2004 – А0, А, В, С или уточняется разработчиками карт.



**Таблица А.1** - Списки населенных пунктов Украины, расположенных в сейсмически опасных районах

Названия населенных пунктов Украины	Карты ОСР-2004			Названия населенных пунктов Украины	Карты ОСР-2004		
	А	В	С		А	В	С
<b>Автономная Республика Крым</b>							
Азовское	7	7	8	Николаевка	7	8	8
Алупка	8	9	10	Мирный	7	7	8
Алушта	8	9	10	Молодежное	7	8	9
Армянск	6	6	7	Нижнегорский	7	7	8
Багерово	8	9	9	Новоозерное	7	7	8
Бахчисарай	8	8	9	Новоселовское	6	7	7
Белогорск	8	8	9	Ореанда	8	9	10
Владиславовка	8	8	9	Орджоникидзе	8	8	9
Вольное	7	7	8	Парковое	8	9	10
Гаспра	8	9	10	Партенит	8	9	10
Гвардейское	6	7	7	Первомайское	6	7	7
Голубой Залив	8	9	10	Планерское	8	8	9
Горностаевка	8	9	9	Понизовка	8	9	10
Гурзуф	8	9	10	Почтовое	8	8	9
Джанкой	6	7	7	Приморский	8	8	9
Евпатория	7	7	8	Раздольное	6	6	7
Заозерное	7	7	8	Саки	7	7	8
Зуя	7	8	8	Санаторное	8	9	10
Керчь	8	9	9	Симеиз	8	9	10
Кировское	8	8	9	Симферополь	7	8	8
Комсомольское	7	8	9	Советский	7	8	8
Кореиз	8	9	10	Старый Крым	8	8	9
Красногвардейское	7	7	8	Судак	8	9	9
Краснокаменка	8	9	10	Феодосия	8	8	9
Красноперекопск	6	6	7	Форос	8	9	10
Куйбышево	8	8	9	Черноморское	6	6	7
Ленино	8	8	9	Щебетовка	8	8	9
Ливадия	8	9	10	Щелкино	8	8	9
Массандра	8	9	10	Яковенково	8	9	9
Научный	8	8	9	Ялта	8	9	10
<b>Винницкая область</b>							
Винница	–	–	6	Ладижин	6	6	7
Гайсин	–	6	6	Могилев-Подольский	6	6	7
Жмеринка	6	6	6	Хмельник	–	–	6
Калиновка	–	–	6	Ямполь	6	7	7
Козятин	–	–	6				
<b>Волынская область</b>							
Владимир-Волынский	–	6	6	Луцк	–	–	6
Горохов	–	6	7	Любомль	–	–	6
Камень-Каширский	–	–	6	Нововолынь	–	6	7
Киверцы	–	–	6	Рожище	–	–	6
Ковель	–	–	6				
<b>Днепропетровская область</b>							
Вольногорск	–	–	6	Новомосковск	–	–	6
Днепродзержинск	–	–	6	Орджоникидзе	–	6	7
Днепропетровск	–	–	6	Пятихатки	–	–	6
Желтые Воды	–	–	6	Павлоград	–	–	6
Ингулец	–	6	7	Первомайск	–	–	6
Кривой Рог	–	6	7	Синельниково	–	–	6
Марганец	–	6	7	Терновка	–	–	6
Никополь	–	6	7				
<b>Донецкая область</b>							
Артемовск	–	–	6	Красноармейск	–	–	6
Горловка	–	–	6	Макеевка	–	–	6
Димитров	–	–	6	Мариуполь	–	6	7
Донецк	–	–	6	Славянск	–	–	6

## Продолжение таблицы А.1

Названия населенных пунктов Украины	Карты ОСР-2004			Названия населенных пунктов Украины	Карты ОСР-2004		
	А	В	С		А	В	С
Дружковка	–	–	6	Снежное	–	–	6
Енакиево	–	–	6	Торез	–	–	6
Константиновка	–	–	6	Харцизск	–	–	6
Краматорск	–	–	6	Шахтерск	–	–	6
<b>Житомирская область</b>							
Бердичев	–	–	6	Коростышев	–	–	6
Житомир	–	–	6	Малин	–	–	6
Коростень	–	–	6	Новоград-Волынский	–	–	6
<b>Закарпатская область</b>							
Береговое	7	7	8	Рахов	7	7	8
Виноградов	7	7	8	Свалява	7	7	8
Вышкове	7	7	8	Солотвина	7	7	8
Дубове	7	7	8	Тячев	7	7	8
Иршава	7	7	8	Хуст	7	7	8
Межгорье	7	7	8	Чоп	7	7	8
Мукачево	7	7	8	Ужгород	7	7	8
<b>Запорожская область</b>							
Бердянск	–	6	7	Мелитополь	–	6	7
Днепрорудное	–	6	7	Орехов	–	6	7
Энергодар	–	6	7	Пологи	–	6	7
Запорожье	–	–	6	Токмак	–	6	7
<b>Ивано-Франковская область</b>							
Болехив	6	7	8	Косив	6	7	8
Бурштын	6	6	7	Надвирна	6	7	8
Городенка	6	7	7	Перегонское	6	7	8
Дольна	6	7	8	Снятын	6	7	7
Ивано-Франковск	6	7	7	Тисменица	6	7	7
Калуш	6	7	7	Тлумач	6	7	7
Коломыя	6	7	7	Яремче	6	7	8
<b>г. Киев</b>							
Киев	-	-	6				
<b>Киевская область</b>							
Белая Церковь	–	–	6	Вишневое	–	–	6
Борисполь	–	–	6	Ирпень	–	–	6
Боярка	–	–	6	Обухов	–	–	6
Бровары	–	–	6	Переяслав-Хмельницкий	–	–	6
Буча	–	–	6	Славутич	–	–	6
Васильков	–	–	6	Фастов	–	–	6
Вышгород	–	–	6	Яготин	–	–	6
<b>Кировоградская область</b>							
Долинская	–	6	7	Новоукраинка	–	6	7
Знамянка	–	–	6	Александрия	–	–	6
Кировоград	–	–	6	Светловодск	–	–	6
<b>Луганская область</b>							
Алчевск	–	–	6	Луганск	–	–	6
Антрацит	–	–	6	Ровеньки	–	–	6
Брянка	–	–	6	Рубежное	–	–	6
Красный Луч	–	–	6	Свердловск	–	–	6
Краснодон	–	–	6	Северодонецк	–	–	6
Лисичанск	–	–	6	Стаханов	–	–	6
<b>Львовская область</b>							
Борислав	6	7	8	Сколе	6	7	8
Броды	–	6	7	Сокаль	–	6	7
Дрогобыч	6	7	7	Старый Самбір	6	7	8
Золочив	6	6	7	Стебник	6	7	7
Львов	6	6	7	Стрый	6	6	7
Новый Раздел	6	6	7	Трускавец	6	7	7
Новояворовское	6	6	7	Турка	6	7	8
Самбір	6	6	7	Червоноград	–	6	7

Продолжение таблицы А.1

Названия населенных пунктов Украины	Карты ОСР-2004			Названия населенных пунктов Украины	Карты ОСР-2004		
	А	В	С		А	В	С
<b>Николаевская область</b>							
Баштанка	–	6	7	Новый Буг	–	6	7
Вознесенск	–	6	7	Очаков	6	7	7
Врадиевка	6	6	7	Первомайск	–	6	7
Николаев	–	6	7	Снигуровка	–	6	7
Новая Одесса	–	6	7	Южноукраинск	–	6	7
<b>Одесская область</b>							
Ананьев	6	7	8	Красные Окна	6	7	8
Арциз	7	8	9	Лиманское	7	8	8
Балта	6	6	8	Любашевка	6	6	7
Березино	7	8	9	Николаевка	6	6	7
Березовка	6	7	7	Новые Биляры	6	7	8
Белгород-Днестровский	7	7	8	Овидиополь	7	7	8
Беляевка	7	7	8	Одесса	7	7	8
Болград	8	9	9	Радостное	6	7	8
Бородино	7	8	9	Рени	8	9	10
Великая Михайловка	7	7	8	Раздельная	7	7	8
Великодолинское	7	7	8	Саврань	6	6	7
Вилково	7	8	9	Сарата	7	8	9
Затишье	6	7	8	Серпневое	7	8	9
Затока	7	7	8	Слободка	6	7	8
Зеленогорское	6	6	7	Суворово	8	8	9
Ивановка	6	7	8	Таирово	7	7	8
Измаил*	8	9	9	Тарутино	7	8	9
Ильичевск	7	7	8	Татарбунары	7	8	9
Киля	8	8	9	Теплодар	7	7	8
Кодыма	6	6	7	Фрунзевка	7	7	8
Коминтерновское	6	7	8	Ширяево	6	7	8
Котовск	6	7	8	Южное	6	7	8
<b>Полтавская область</b>							
Гадяч	–	–	6	Лубны	–	–	6
Карловка	–	–	6	Миргород	–	–	6
Комсомольск	–	–	6	Полтава	–	–	6
Кременчук	–	–	6				
<b>Ровенская область</b>							
Дубно	–	–	6	Кузнецовск	–	–	6
Здолбунов	–	–	6	Ровно	–	–	6
Костополь	–	–	6	Сарны	–	–	6
<b>Севастополь (общегосударственное подчинение)</b>							
Балаклава	8	9	9	Любимовка	8	8	9
Верхнесадовое	8	8	9	Кача	8	8	9
Инкерман	8	9*	9	Севастополь	8	9	9
<b>Сумская область</b>							
Конотоп	–	–	6	Ромны	–	–	6
Лебедин	–	–	6	Тростянец	–	–	6
Охтырка	–	–	6				
<b>Тернопольская область</b>							
Бережаны	6	6	7	Кременец	–	6	7
Борцов	6	6	7	Теребовля	6	6	7
Бучач	6	6	7	Тернополь	6	6	7
Залищики	6	7	7	Чертков	6	6	7
Збараж	6	6	7				
<b>Харьковская область</b>							
Балаклея	–	–	6	Лозова	–	–	6
Дергачи	–	–	6	Люботин	–	–	6
Изюм	–	–	6	Мерефа	–	–	6
Кившаровка	–	–	6	Первомайский	–	–	6
Красноград	–	–	6	Харьков	–	–	6
Купянск	–	–	6	Чугуев	–	–	6

## Продолжение таблицы А.1

Названия населенных пунктов Украины	Карты ОСР-2004			Названия населенных пунктов Украины	Карты ОСР-2004		
	А	В	С		А	В	С
<b>Херсонская область</b>							
Геническ	6	6	7	Скадовск	–	6	7
Каховка	–	6	7	Херсон	–	6	7
Новая Каховка	–	6	7	Цюрупинск	–	6	7
<b>Хмельницкая область</b>							
Волочиск	6	6	7	Славута	–	–	6
Каменец-Подольский	6	6	7	Староконстантинов	–	–	6
Красиллов	–	–	6	Хмельницкий	–	6	7
Нетишин	–	–	6	Шепетовка	–	–	6
Полоное	–	–	6				
<b>Черкасская область</b>							
Ватутино	–	–	6	Смила	–	–	6
Звенигородка	–	–	6	Умань	–	6	7
Золотоноша	–	–	6	Черкассy	–	–	6
Канев	–	–	6	Шпола	–	–	6
Корсунь-Шевченковский	–	–	6				
<b>Черновицкая область</b>							
Вашкивцы	6	7	7	Новоселица	6	7	7
Вижница	6	7	8	Сокиряны	6	6	7
Герца	6	7	8	Сторожинец	6	7	8
Заставна	6	7	7	Хотин	6	7	7
Кицмань	6	7	7	Черновцы	6**	7	7
Новоднiстрoвск	6	6	7				
<b>Черниговская область</b>							
Бахмач	–	–	6	Прилуки	–	–	6
Нежин	–	–	6	Чернигов	–	–	6

\*) Нормативная балльность (г.Измаил) относится к грунтам III категории по сейсмическим свойствам;

\*\*\*) С учётом типа грунтов для г. Черновцы принимать сейсмичность 7 баллов.

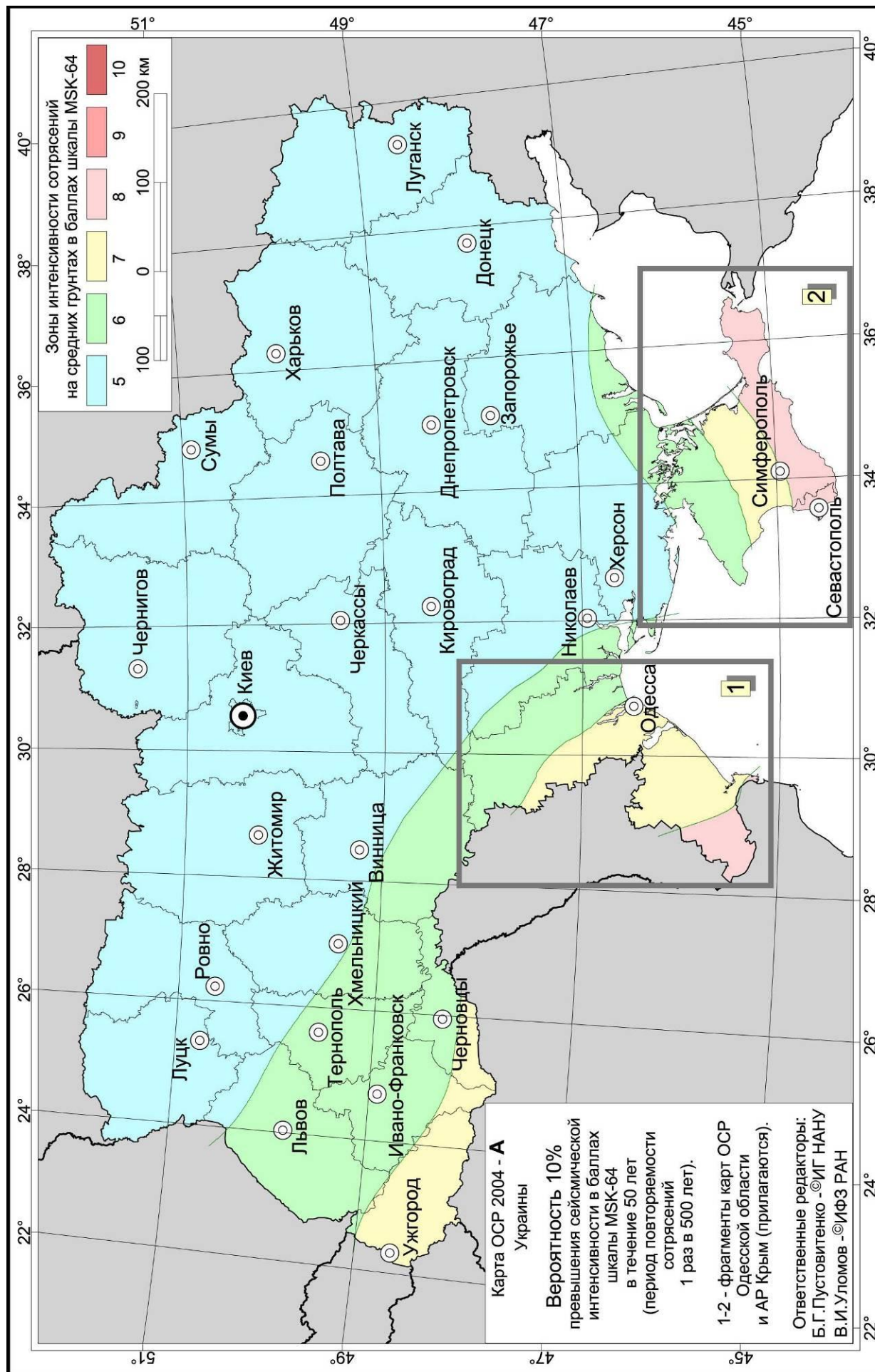
ПРИЛОЖЕНИЕ Б  
(обязательное)

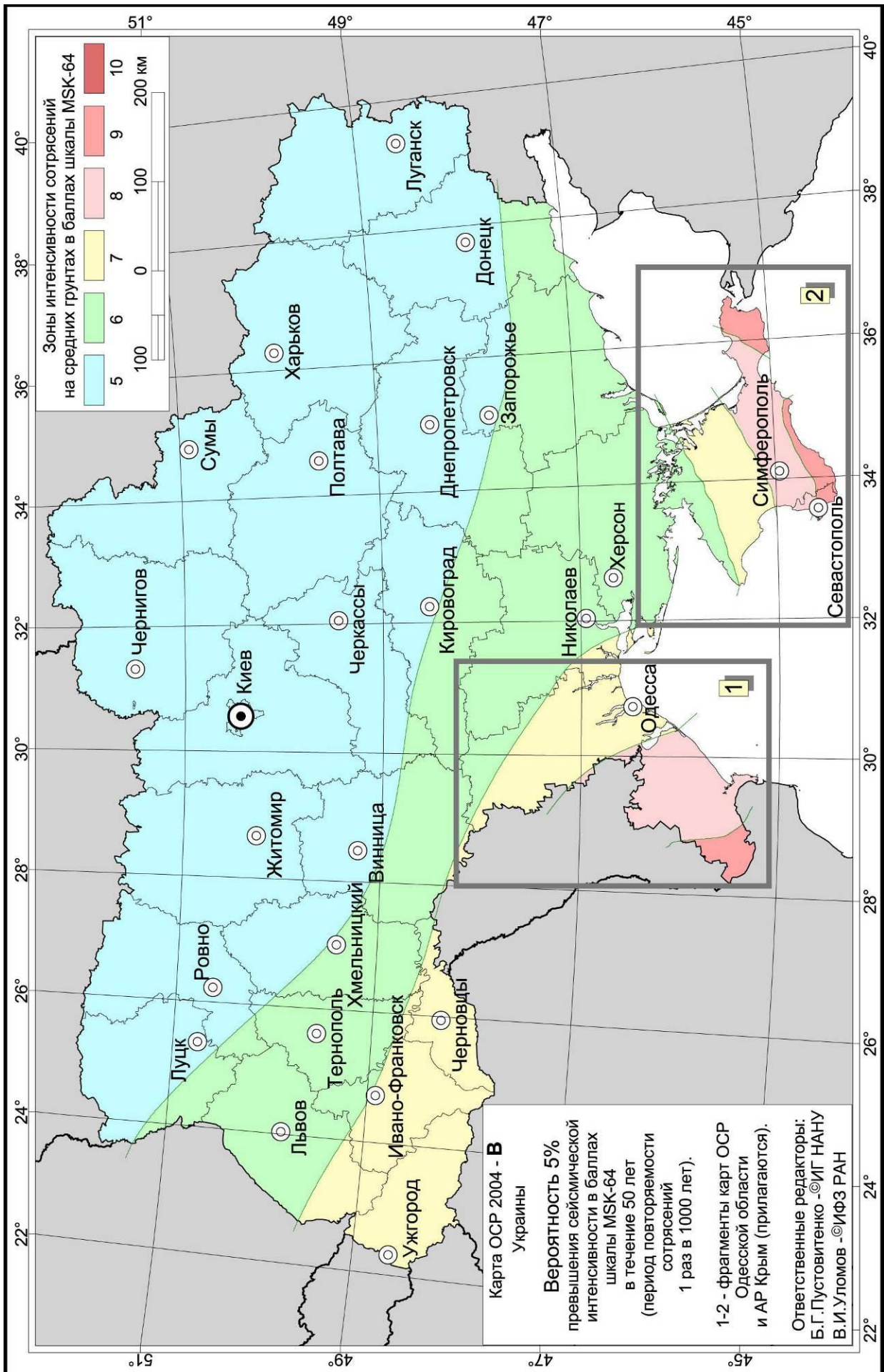
**КАРТЫ ОБЩЕГО СЕЙСМИЧЕСКОГО РАЙОНИРОВАНИЯ (ОСР)  
ТЕРРИТОРИИ УКРАИНЫ С ВРЕЗКОЙ КАРТ АВТОНОМНОЙ РЕСПУБЛИКИ КРЫМ И  
ОДЕССКОЙ ОБЛАСТИ**

**Б.1** Приложение содержит карты общего сейсмического районирования (ОСР) территории Украины с врезкой карт Автономной Республики Крым и Одесской области с периодами повторяемости один раз в течение 500 лет (карта ОСР-2004-А), 1000 лет (карта ОСР-2004-В) и 5000 лет (карта ОСР-2004-С) для средних грунтовых условий и вероятности превышения расчетной интенсивности в течение 50 лет 10 %, 5 % и 1 % , соответственно.

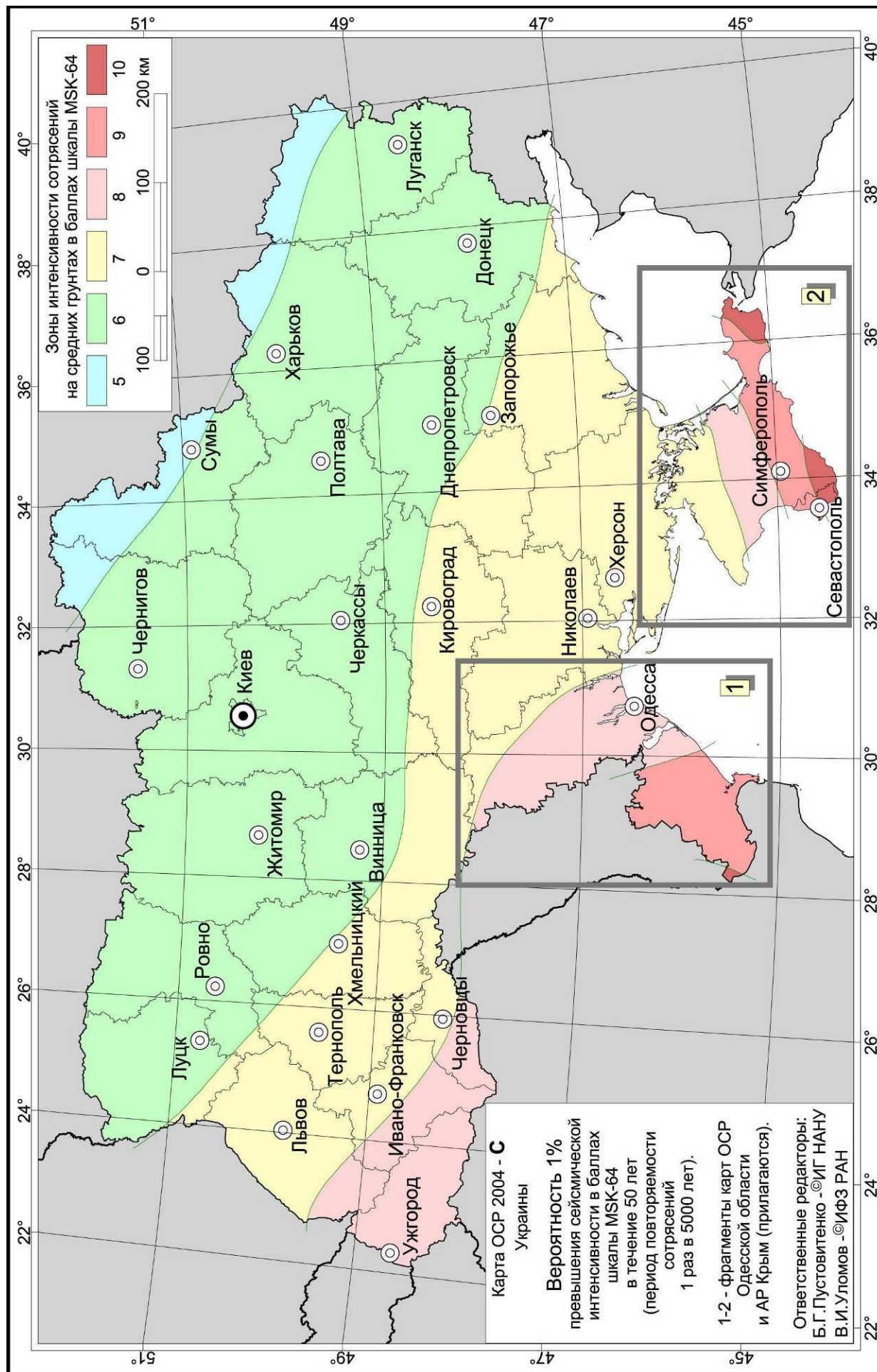
**Б.2** Врезки карт ОСР территории АР Крым и Одесской области, кроме карт А, В , С дополнены картами ОСР-2004-А0 для среднего периода повторяемости 100 лет с вероятностью превышения заданных интенсивностей 39 % в течение 50 лет.

**Примечание.** Указанные на картах ОСР-2004 баллы по шкале MSK-64 соответствуют баллам шкалы сейсмической интенсивности согласно ДСТУ В.1.1-28.

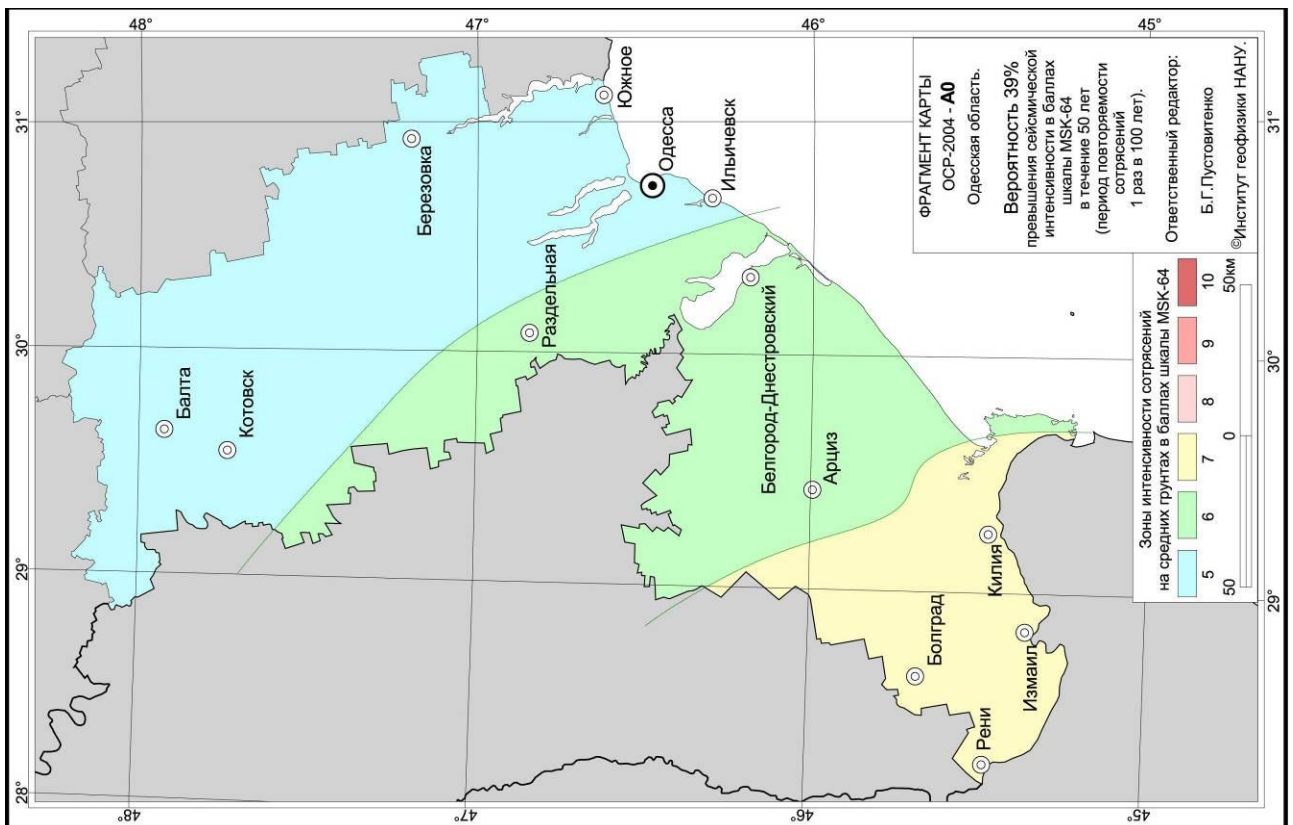
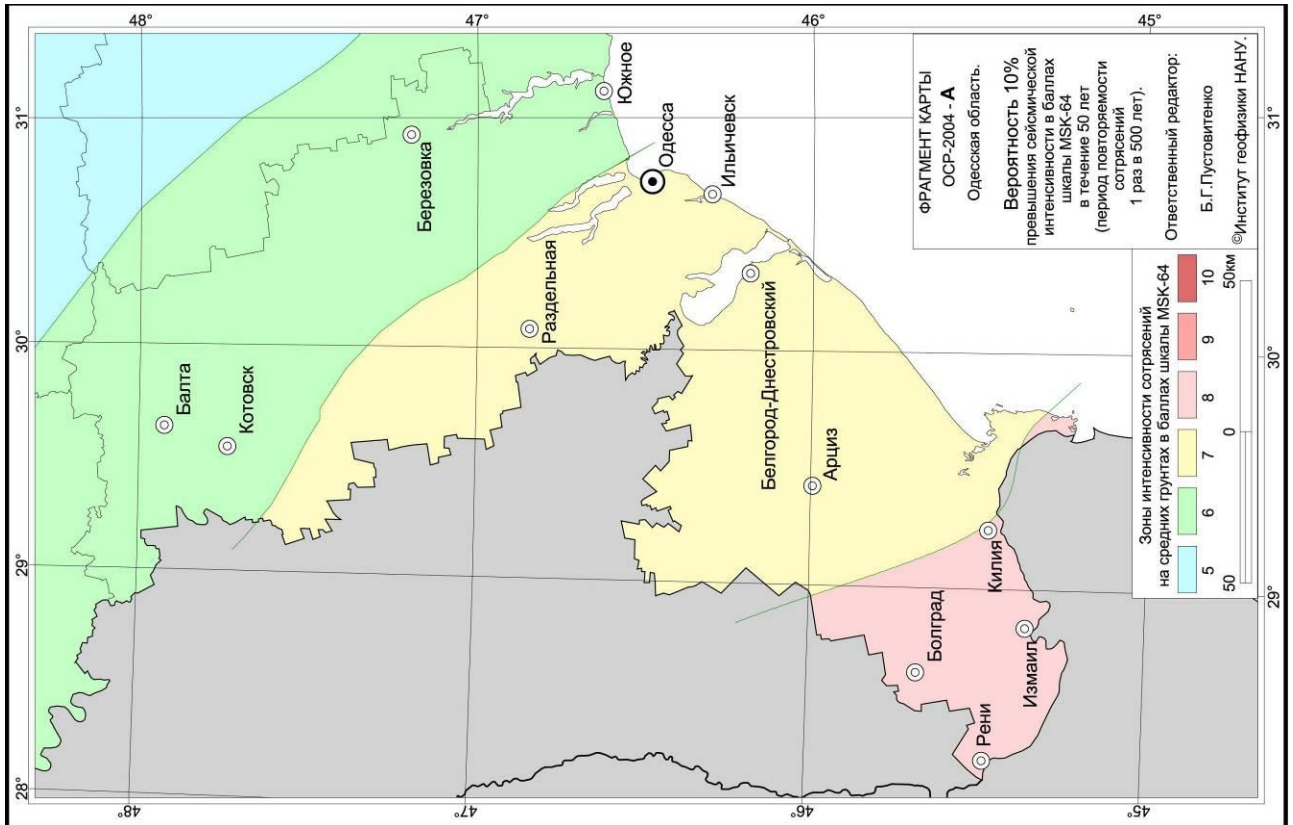


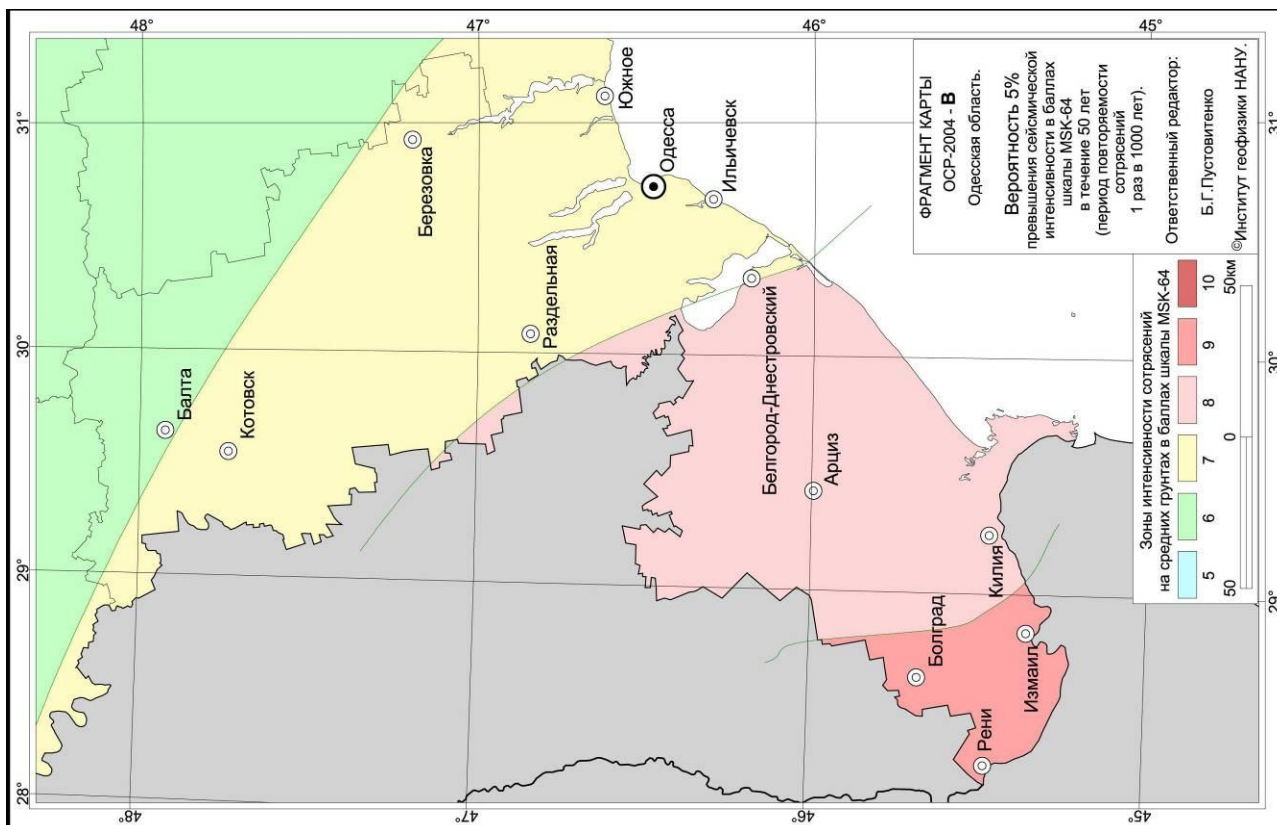
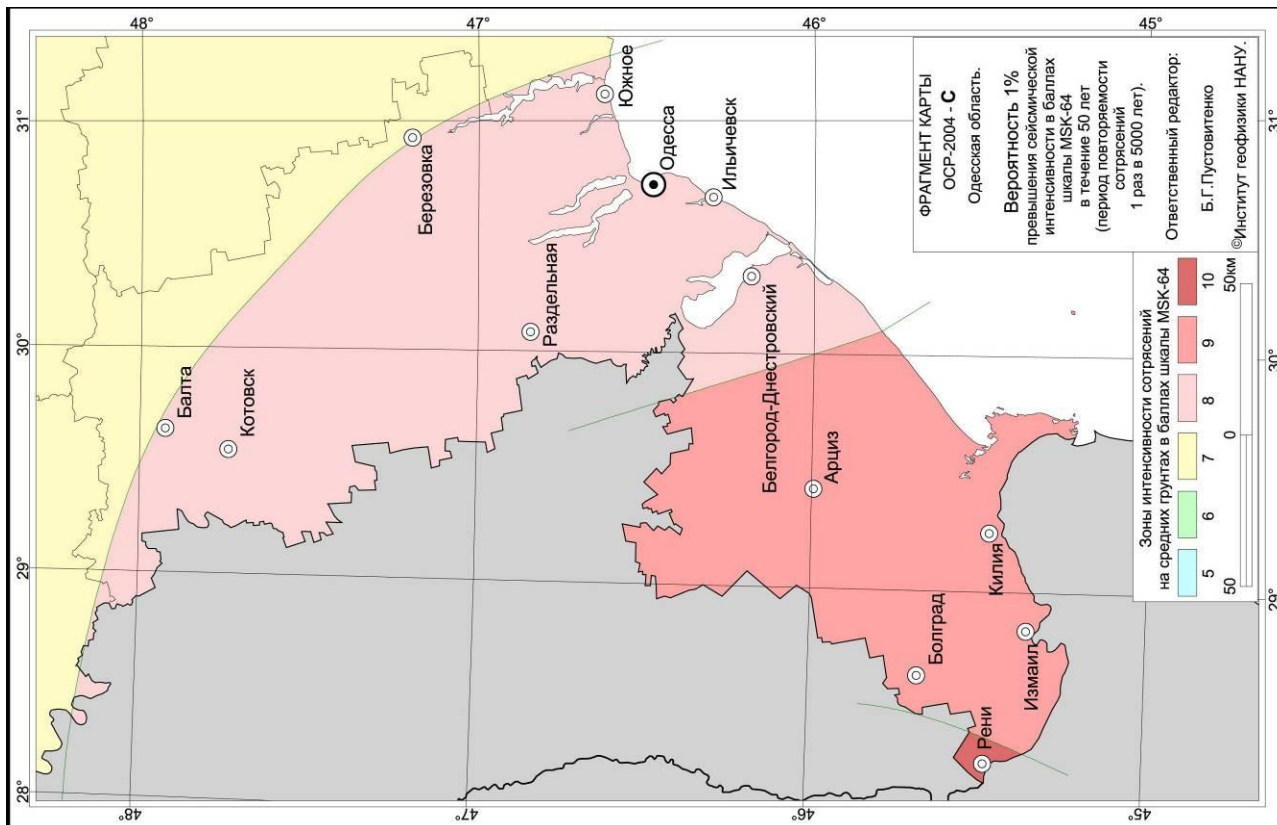


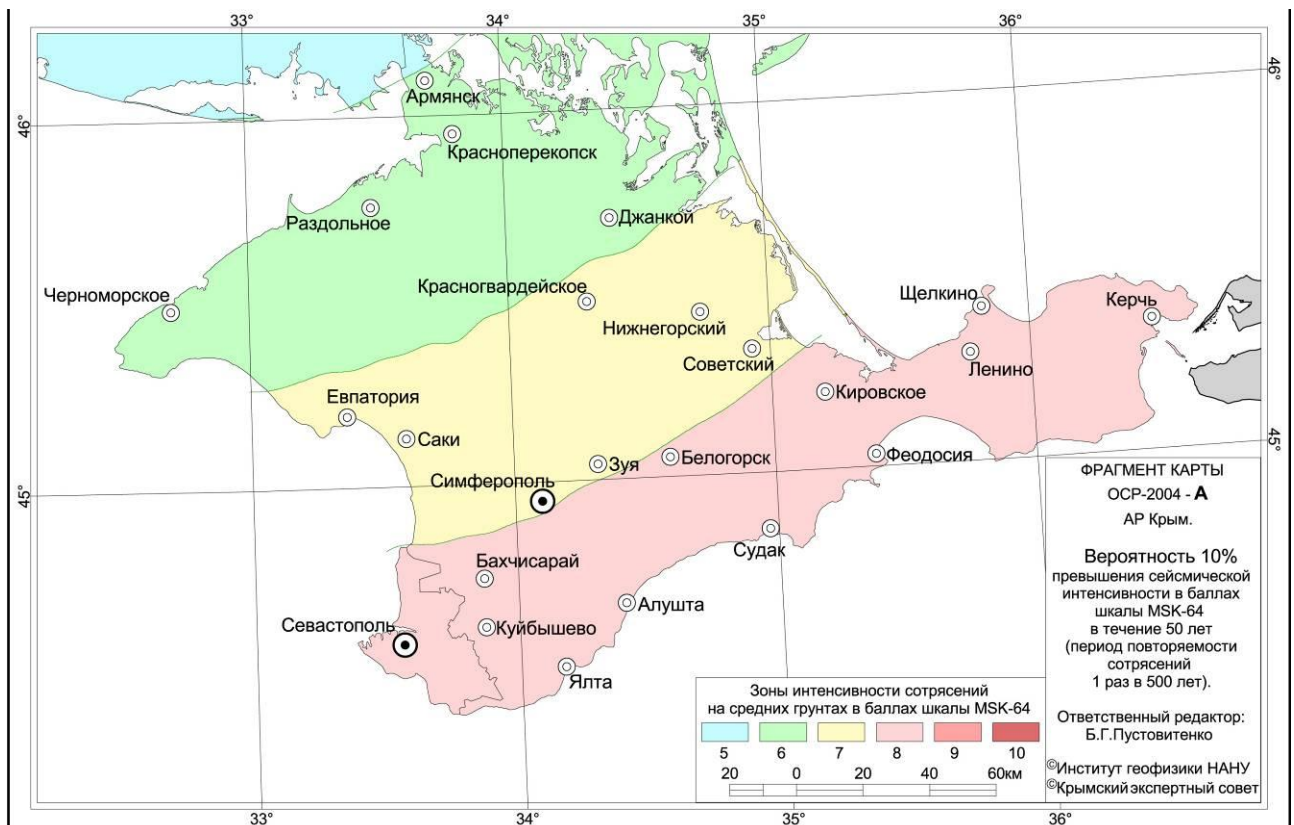
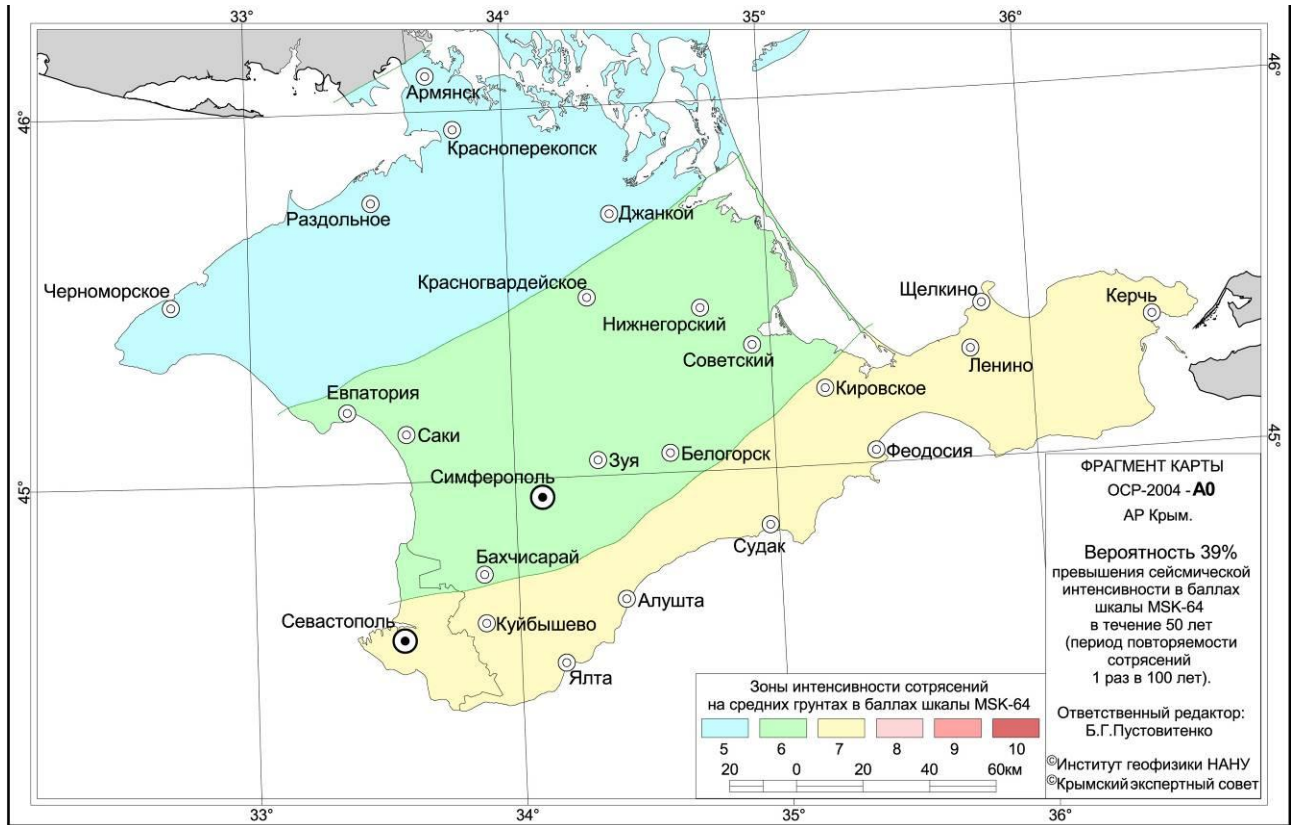




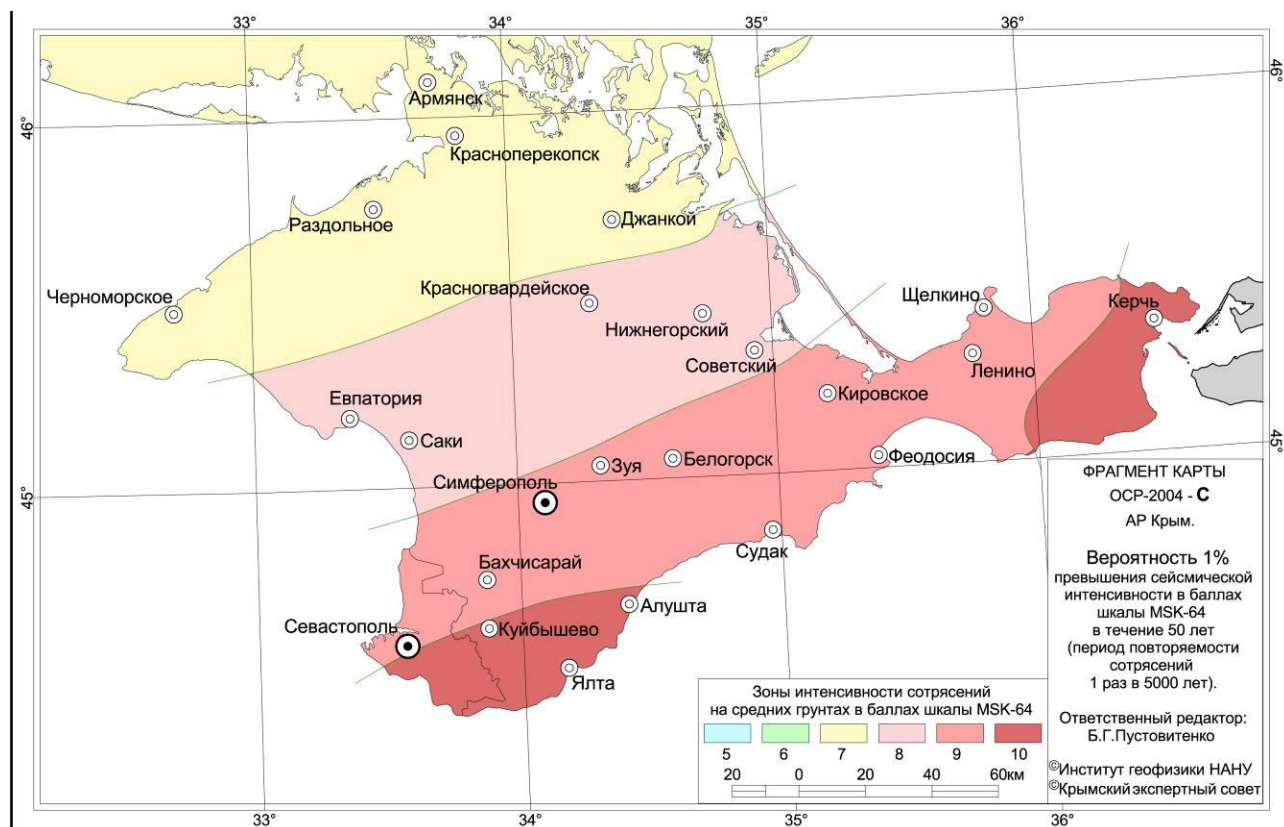
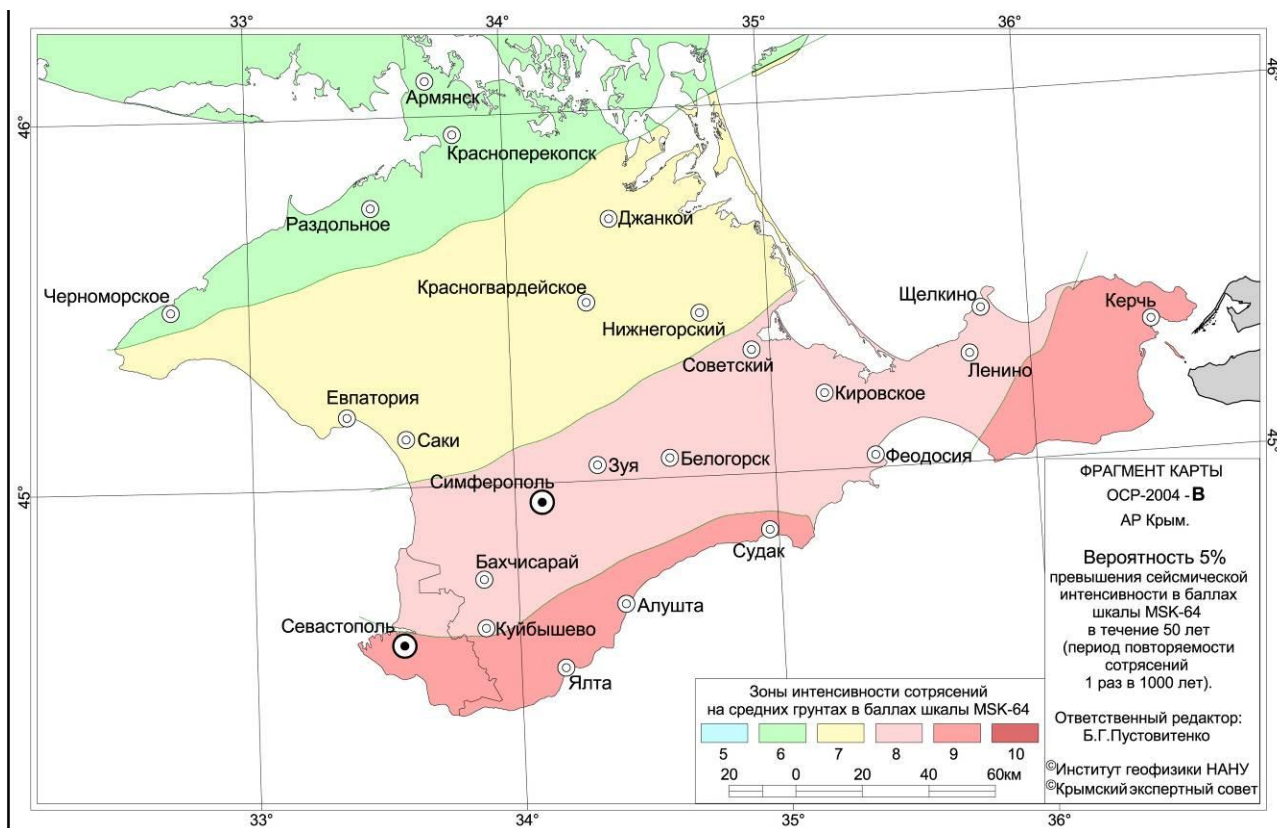












ПРИЛОЖЕНИЕ В  
(справочное)

**ЗНАЧЕНИЯ ПРЕОБЛАДАЮЩЕГО ПЕРИОДА КОЛЕБАНИЙ НЕОДНОРОДНЫХ  
ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ**

**В.1** Данное приложение рекомендуется использовать при определении значения преобладающего периода колебаний неоднородных грунтовых оснований, когда характеристики различных слоев основания мало отличаются друг от друга.

**В.2** При расчете системы «основание – фундамент - надземная часть здания (сооружения)» период собственных колебаний грунтовой толщи при отсутствии экспериментальных данных допускается определять по формулам:

$$T_0 = 4H_s \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n \rho_k \left[ H_k + \frac{H_s}{\pi} \left( \sin \frac{\pi h_k}{H_s} - \sin \frac{\pi h_{k-1}}{H_s} \right) \right]}{\sum_{k=1}^n G_k \left[ H_k - \frac{H_s}{\pi} \left( \sin \frac{\pi h_k}{H_s} - \sin \frac{\pi h_{k-1}}{H_s} \right) \right]}} \quad (\text{B.1})$$

или

$$T_0 = \frac{4H_s}{V_s^{cp}}, \quad V_s^{cp} = \frac{\sum_{k=1}^n H_k}{\sum_{k=1}^n \frac{H_k}{V_{sk}}} \quad (\text{B.2})$$

где  $H_s$  – общая мощность неоднородной многослойной толщи (до коренных пород с  $V_s > 800$  м/сек;

$H_k, \rho_k, G_k, V_{sk} = \sqrt{G_k / \rho_k}$  – соответственно мощность, плотность, модуль сдвига и скорость распространения поперечных волн  $k$ -ого слоя;

$$h_k = \sum_{i=1}^k H_i \quad (h_0 = 0, h_n = H_s);$$

$n$  – число слоев.

За расчетное значение  $T_0$  принимается наибольшее из двух значений, рассчитанных по формулам (B.1) и (B.2).

ПРИЛОЖЕНИЕ Г  
(справочное)

**ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ РЕДУКЦИИ И ПОДАТЛИВОСТИ  
ПРИ РАСЧЕТЕ НЕЛИНЕЙНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ  
НА ОСНОВЕ МЕТОДА СПЕКТРА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ**

**Г.1 Общие положения**

Нелинейный статический расчет (НСР) рекомендуется применять в следующих случаях:

- в качестве альтернативы прямому динамическому методу с использованием пакета акселерограмм, в связи с возможными сложностями и громоздкостью таких расчетов, а также ввиду значительной неопределенности исходных данных;
- при проектировании зданий и сооружений с использованием методологии, основанной на изучении состояния конструкций при различных уровнях сейсмического воздействия (т.н. *Performance-Based Seismic Design*);
- при оценке и восстановлении сейсмостойкости эксплуатирующихся зданий и сооружений с учетом их фактического технического состояния (имеющихся дефектов, повреждений и т.п.).

НСР является инструментом оценки несущей способности конструкций. Он предусматривает монотонное нагружение нелинейных многомассовых систем (ММС) набором распределенных сейсмических горизонтальных сил до достижения определенных границ перемещений в выбранном уровне. ММС может быть нагружена вплоть до разрушения с целью оценки ее конечных деформаций и несущей способности.

НСР представляет собой первый этап двухэтапной процедуры, в результате которого получают кривую (спектр) несущей способности ММС. Спектр несущей способности (СНС) представляет отношение сдвига основания при сейсмическом воздействии к горизонтальной реакции (перемещению) здания. СНС строится в координатах «спектральное ускорение - спектральное перемещение» с использованием отношений «восстанавливающая сила – перемещение» для каждого уровня по высоте здания.

Полученный СНС используется для определения перемещений эквивалентной одномассовой системы (ЭОМС) при конкретном сейсмическом воздействии путем нелинейного динамического расчета ЭОМС. Таким образом, заменяя ММС на эквивалентную ЭОМС, избегают необходимости нелинейного динамического расчета исходной ММС.

Кроме того на основе СНС определяют коэффициенты податливости, а также коэффициенты редукции (снижения сейсмической реакции) зданий и сооружений при сейсмических воздействиях.

Методология, использующая СНС, нашла отражение в нормативных документах США [1-3] и Еврокод 8 (ДСТУ-Н Б EN 1998-1), а также реализована программно в распространенных расчетных комплексах. Современные методики выполнения НСР позволяют учитывать в расчете несимметричность зданий и сооружений в плане и по высоте, влияние высших форм колебаний для высотных зданий и протяженных сооружений, взаимодействие в системе «основание – фундамент – надземная часть здания (сооружения)».

**Г.2 Инженерная методика расчета неупругих моделей зданий**

Алгоритм расчета сейсмической реакции (неупругих перемещений) зданий и

сооружений на основе НСР включает следующие этапы:

**Г.2.1** С применением программного комплекса формируется многомассовая расчетная пространственная модель здания или сооружения (ММС), отражающая, в необходимой и достаточной для целей расчета степени, геометрические и жесткостные характеристики конструкций (как проектные, так и фактические при оценке сейсмостойкости существующего здания), условия сопряжения конструкций и взаимодействия с основанием, параметры статического вертикального нагружения и т.д.

**Г.2.2** Выполняется расчет ММС на сейсмическое воздействие в линейной постановке по спектральной методике, в результате которого определяются:

- величины масс, сосредоточенных в каждом  $i$ -м уровне расчетной схемы по высоте;
- частоты (периоды) колебаний по  $j$ -ой форме;
- ординаты  $j$ -ой формы колебаний;
- распределение инерционных нагрузок  $S_{ij}$  для каждого  $i$ -го уровня расчетной схемы по высоте по  $j$ -ой форме колебаний.

**Г.2.3** Для проведения нелинейного статического расчета многомассовой системы в качестве внешнего воздействия принимается распределение инерционных нагрузок  $S_{ij}$  по  $j$ -ой форме колебаний. Инерционные нагрузки  $S_{ij}$  по  $j$ -ой форме колебаний пошагово прикладываются в каждый  $i$ -й уровень расчетной схемы по высоте. При этом ММС должна отражать нелинейное деформирование материалов конструкций верхнего строения, фундамента, а также нелинейную жесткость и демпфирование грунтового основания.

**Г.2.4** В результате нелинейного статического расчета определяют значения перемещений  $d_{in}$  для каждого из  $i$  уровней на каждом  $n$ -м шаге нагружения. По этим значениям строят графики зависимостей «поперечная сила  $S_i$  – перемещение  $d_i$ » для каждого  $i$ -го уровня (этажа) расчетной модели.

**Г.2.5** Спектр несущей способности ММС для  $j$ -й формы колебаний строится в координатах «спектральное ускорение  $S_{aj}$  – спектральное перемещение  $S_{dj}$ » (рисунок Г.1, а) с использованием следующих зависимостей:

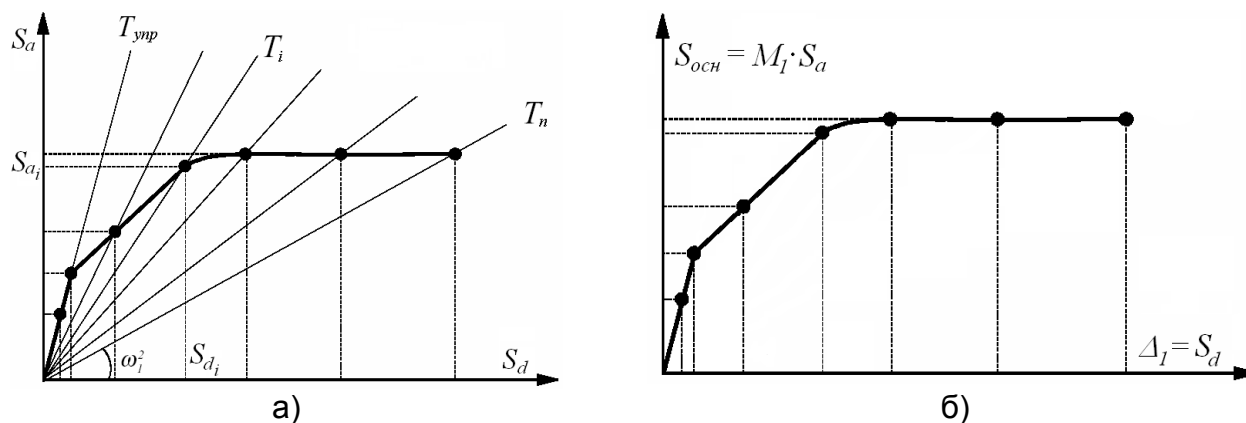
$$S_{aj} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_{ij}^2}{\left(\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_{ij}\right)^2} \sum_{i=1}^n S_{ij}, \quad (\text{Г.1})$$

$$S_{dj} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_{ij}^2}{\sum_{i=1}^n S_{ij} \cdot d_{ij}} S_{aj} \quad (\text{Г.2})$$

где  $m_i$  – масса, сосредоточенная в уровне  $i$ -го уровня (этажа) расчетной модели;  
 $d_{ij}$  – горизонтальное перемещение в уровне  $i$ -го уровня (этажа) расчетной модели при действии инерционных нагрузок  $S_{ij}$  по  $j$ -ой форме колебаний.

**Г.2.6** Для преобразования СНС в зависимость «нагрузка  $S_{очн}$  – перемещение  $S_d$ » (рисунок Г.1, б), значение спектрального ускорения  $S_{aj}$  умножается на значение эквивалентной массы ЭОМС, соответствующее  $j$ -ой форме, вычисленное по зависимости:

$$M_j = \frac{\left(\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_{ij}\right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_{ij}^2}. \quad (\text{Г.3})$$



а) в координатах «спектральное ускорение  $S_a$  - спектральное перемещение  $S_d$ »;  
 б) спектр, преобразованный для ЭОМС, в координатах «сдвигающая сила  $S_{очн}$  - перемещение  $S_d$ ».

**Рисунок Г.1** - Общий вид спектра несущей способности

**Г.2.7** Нелинейная реакция ММС в виде перемещения верха здания  $d_t^*$  определяется далее с использованием одного из следующих подходов:

- 1) динамического расчета ЭОМС на воздействие акселерограмм землетрясений – в соответствии с Г.3;
- 2) графического метода на основе неупругих спектров реакций – в соответствии с Г.4.

**Г.2.8** Для полученного значения перемещения  $d_t^*$  определяются перемещения и перекосы в уровне разных отметок (этажей) ММС на основе диаграмм деформирования этажей расчетной модели (см. Г.2.4). Проверяется прочность конструкций здания и соответствие вычисленных перекосов допустимым значениям (см. таблицу 6.8).

**Г.2.9** Учет влияния высших форм при определении перемещений и усилий в элементах конструкций здания выполняется по зависимостям раздела 6, или с использованием приведенного распределения горизонтальных сейсмических нагрузок  $\bar{S}_i$ , учитывающего вклад каждой учитываемой формы в общую реакцию системы. Приведенное распределение  $\bar{S}_i$  допускается принимать в виде:

$$\bar{S}_i = \frac{m_i \cdot \bar{\eta}_i}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \bar{\eta}_i} \sum_{i=1}^n S_{i1}, \quad (\text{Г.4})$$

где  $S_{i1}$  и  $\bar{S}_i$  - внешние горизонтальные сейсмические нагрузки, приложенные к  $i$ -му уровню здания или сооружения, соответственно, по первой форме и с учетом высших форм;

$\bar{\eta}_i$  - коэффициент приведенной формы для  $i$ -го уровня:

$$\bar{\eta}_i = \sqrt{\sum_{j=1}^k \eta_{ij}^2}, \quad (\text{Г.5})$$

где  $\eta_{ij}$  – коэффициент  $j$ -й формы, определяемый по формуле (6.5).

Использование формул (Г.4) и (Г.5) позволяет построить СНС с учетом влияния высших форм колебаний в результате единственного нелинейного статического расчета ММС.



### Г.3 Динамический расчет ЭОМС на воздействия, заданные акселерограммами землетрясений

Г.3.1 При наличии акселерограмм строительной площадки или при использовании набора рекомендуемых акселерограмм (см. таблицу 6.10) проводят нелинейный динамический расчет ЭОМС.

Г.3.2 ЭОМС характеризуется следующими параметрами:

- эквивалентная масса  $M_j$  – определяется по зависимости Г.3;
- круговая частота  $\omega_1$  и период  $T_1$  собственных колебаний – определяются по следующим зависимостям:

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{K_1}{M_j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n S_{ij} \cdot d_{ij}}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_{ij}^2}}, \quad (\text{Г.6})$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_{ij}^2}{\sum_{i=1}^n S_{ij} \cdot d_{ij}}} \quad (\text{Г.7})$$

где  $K_1$  – начальная жесткость ЭОМС;

$M_j$  – эквивалентная масса ЭОМС.

Г.3.3 Изменение жесткости ЭОМС определяется спектром несущей способности в координатах «нагрузка  $S_{очн}$  – перемещение  $S_d$ », полученным в результате НСР согласно Г.2.6.

Г.3.4 Для удобства применения в расчете данная зависимость может быть представлена в виде идеализированной билинейной зависимости (рисунок Г.2).

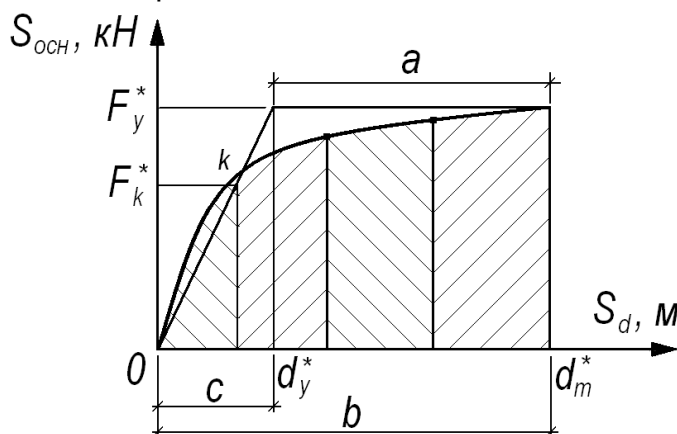


Рисунок Г.2 – К определению параметров идеализированной диаграммы состояния здания

Для этого принимается в качестве максимального нелинейного перемещения значение  $b = d_m^*$  и соответствующий предел текучести эквивалентной одномассовой системы  $F_y^* = F_{max}^*$ . Как видно из рисунка Г.2, перемещение, соответствующее пределу текучести, равно:  $d_T^* = c = b - a$ . Площадь трапеции под идеализированной диаграммой зависит от одного неизвестного  $a$ :

$$S^{id} = \frac{b+a}{2} \cdot F_y^*. \quad (\text{Г.8})$$

Неизвестное значение  $a$  определяют, исходя из равенства площадей под реальной и идеализированной диаграммами. Для этого реальную диаграмму заменяют кусочно-линейной. Площадь под реальной кривой равна сумме площади одного треугольника  $S_{\Delta}$  и сумме площадей нескольких трапеций  $\sum S_{mpi}$ . Равенство площадей под идеализированной и реальной кривыми:

$$S^{id} = \frac{b+a}{2} \cdot F_y^* = S^p = S_{\triangleright} + \sum_i S_{mpi} \quad (\text{Г.9})$$

Параметр  $a$  определяется из (Г.8). Перемещение, соответствующее пределу текучести равно:  $d_T^* = c = b - a$ .

**Г.3.5** Результатом нелинейного динамического расчета является сейсмическая реакция ЭОМС в виде перемещения  $d_t^*$ , которое соответствует перемещению ММС в уровне, для которого величина  $\eta_{ij} \neq 1$ , где  $\eta_{ij}$  – коэффициент  $j$ -й формы, зависящий от ее ординат и от места приложения нагрузки (уровень  $i$ -го этажа), согласно (6.4) и (6.5).

#### Г.4 Методика графического определения нелинейных перемещений зданий с использованием СНС

Нелинейные перемещения ММС могут быть определены графическим методом, что представляет практический интерес. Метод заключается в сравнении СНС, полученного для ММС в результате нелинейного статического расчета, и спектров реакции нелинейного осциллятора, построенных на основе графиков спектрального коэффициента динамичности  $\beta$  для грунтов первой, второй и третьей категории по сейсмическим свойствам (рисунок 6.2).

В Приложении Д (рисунок Д.1) приведены графические зависимости спектральных коэффициентов динамичности осцилляторов от периодов собственных колебаний и различных коэффициентов податливости, полученные на основе графиков спектральных коэффициентов динамичности.

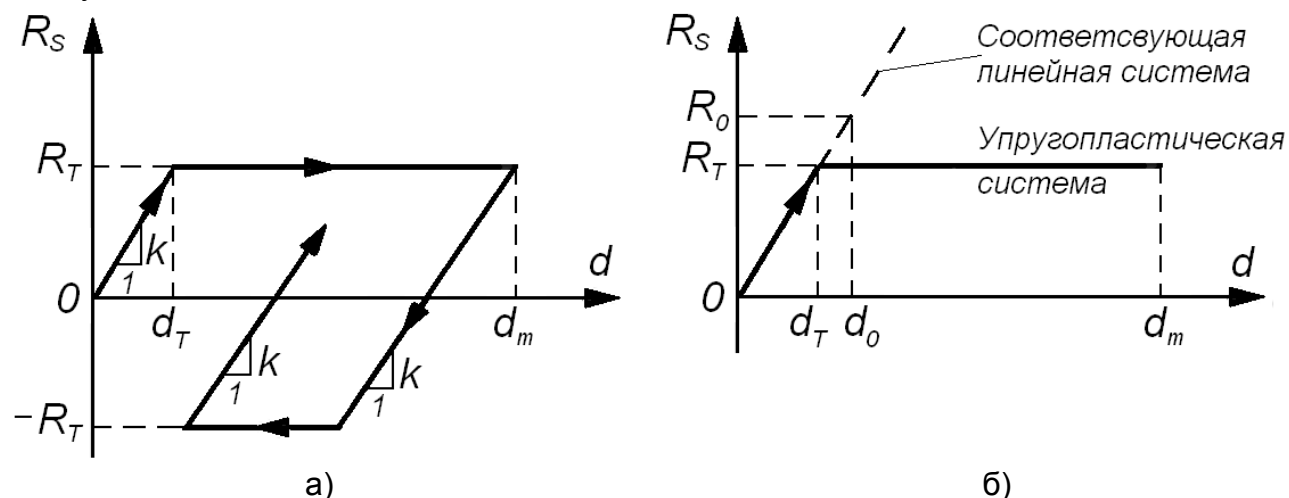
Коэффициент податливости  $\mu$  определяется на основе следующего отношения:

$$\mu = \frac{d_m}{d_T}, \quad (\text{Г.10})$$

где  $d_m$  – максимальное перемещение ММС по результатам НСР;

$d_T$  – перемещение ММС, соответствующее пределу текучести ММС.

Значения  $d_m$  и  $d_T$  определяются при условии представления ММС в виде идеализированной упругопластической системы (рисунок Г.3). При этом используются следующие положения.



**Рисунок Г.3** - Зависимость «нагрузка - перемещение» упругопластической системы (а) и сравнение сейсмических реакций упругопластической системы и соответствующей ей линейной системы (б)

Коэффициент редукиции (снижения сейсмической реакции за счет проявления нелинейных свойств)  $R_\mu$  конструкции определяется по формуле:

$$R_{\mu} = \frac{R_0}{R_T} = \frac{d_0}{d_T}, \quad (\text{Г.11})$$

где  $R_0$  и  $d_0$  – упругая реакция и соответствующее ей перемещение при колебаниях здания во время землетрясения. Они также являются максимальными реакциями соответствующей линейной системы (СЛС), имеющей жесткость, равную начальной жесткости упругопластической системы (см. рисунок Г.3, б);

$R_T$  и  $d_T$  – предел текучести и соответствующее ему перемещение.

Билинейная идеализация СНС многомассовой системы осуществляется согласно Г.3.4.

Коэффициент неупругой деформации, определенный как отношение между деформациями неупругой и соответствующей линейной системы, связан с  $\mu$  и  $R_{\mu}$  следующим образом:

$$\frac{d_m}{d_0} = \frac{\mu}{R_{\mu}}. \quad (\text{Г.12})$$

Ускорение текучести при известных пределе текучести  $R_T$  и модальной массе  $M_1$  равно:

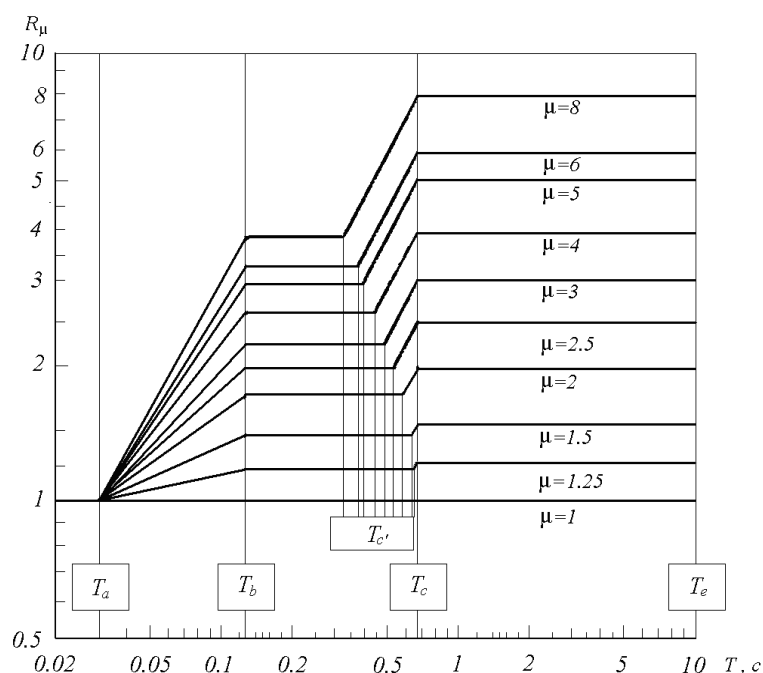
$$a_T = R_T / M_1. \quad (\text{Г.13})$$

Соотношения между  $\mu$ ,  $R_{\mu}$  и периодом колебаний  $T_i$  здания или сооружения имеют следующий вид:

$$R_{\mu} = \begin{cases} 1 & T < T_a \\ \sqrt{2\mu - 1} & T_b < T < T_c \\ \mu & T > T_c \end{cases}, \quad (\text{Г.14})$$

где  $T_a$ ,  $T_b$  и  $T_c$  – границы зон (периоды) на графике спектральных коэффициентов динамичности  $\beta$ , соответствующие чувствительности динамической системы к амплитудам ускорений, скоростей и перемещений при землетрясении.

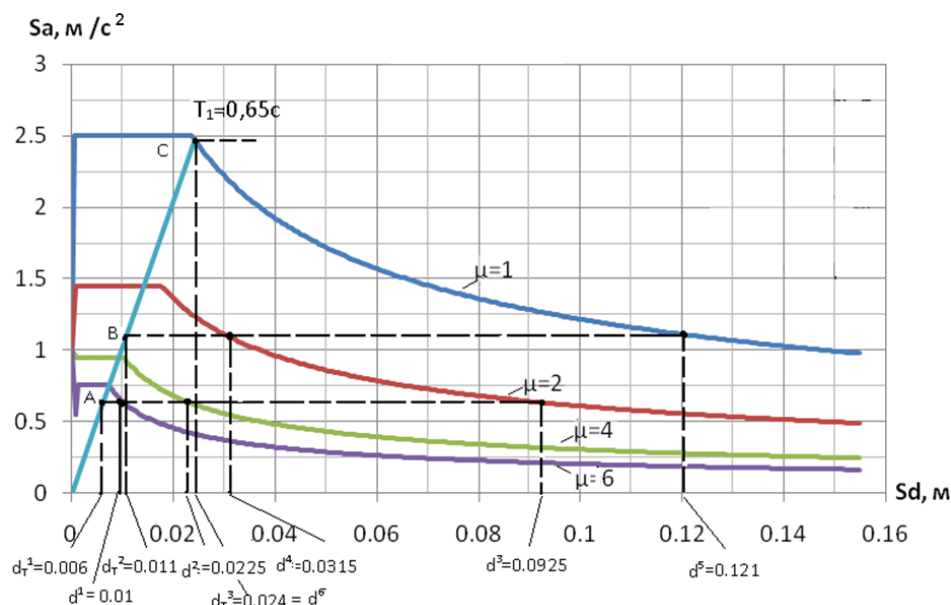
Графические зависимости, построенные по формуле (Г.14), приведены на рисунке Г.4.



**Рисунок Г.4** – Зависимость коэффициента редукции  $R_{\mu}$  от коэффициента податливости  $\mu$  зданий с различными периодами собственных колебаний  $T$

Соотношения (Г.14) были использованы при построении графиков коэффициентов динамичности (см. Приложение Д), которые позволяют определять сейсмические нагрузки на здания и сооружения с учетом нелинейного деформирования материалов конструкций.

Рисунок Г.5 демонстрирует пример определения нелинейных перемещений и коэффициентов податливости зданий с заданным периодом собственных колебаний  $T_1 = 0,65$  с и тремя разными значениями предела текучести, которые определены на основе СНС по результатам нелинейного статического расчета пространственной ММС.



**Рисунок Г.5** - Определение нелинейных перемещений в зависимости от коэффициентов податливости трех зданий (А, В и С) с заданными значениями перемещений текучести ( $d_T$ ) по графической зависимости «спектральное ускорение  $S_a$  - спектральное перемещения  $S_d$ » для грунтов 2-й категории по сейсмическим свойствам и интенсивности землетрясения 7 баллов

Радиальные линии на графике « $S_a - S_d$ » соответствуют значениям квадрата круговой частоты  $\omega$ , по которой определяется период собственных колебаний ЭОМС.

Период ЭОМС в виде идеализированной упругопластической системы может быть определен по следующей зависимости:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M_1 \cdot d_T}{R_T}}. \quad (\text{Г.15})$$

Горизонтальные ветви графиков несущей способности зданий пересекают кривые спектров неупругих реакций в одной или более точках. Разделив перемещения  $S_d$  в каждой точке пересечения графиков на перемещения, соответствующее предела текучести здания  $d_T$  (зависимость Г.10), получаем значение коэффициентов податливости  $\mu$  и нелинейных перемещений:

$$\mu_A^1 = \frac{d^1}{d_T^1} = 1,7; \quad \mu_A^2 = \frac{d^2}{d_T^1} = 3,75; \quad \mu_A^3 = \frac{d^3}{d_T^1} = 15,4; \quad \mu_B^1 = \frac{d^3}{d_T^2} = 2,8; \quad \mu_B^2 = \frac{d^4}{d_T^2} = 11; \quad \mu_C^1 = \frac{d^5}{d_T^3} = 1.$$

В одной из точек пересечения расчетный коэффициент  $\mu$  согласовывается (близок или равен) значению коэффициента податливости графика спектра неупругой реакции. Таким образом, расчетные коэффициенты податливости зданий с периодом  $T_1 = 0,65$  с и тремя значениями перемещений, соответствующих пределу текучести  $d_T^1 = 0,006$  м,  $d_T^2 = 0,011$  м и  $d_T^3 = 0,025$  м равны:  $\mu_A = 3,75$ ;  $\mu_B = 2,8$  и  $\mu_C = 1$ , соответственно.

Полученная точка пересечения двух графиков отвечает нелинейному перемещению  $d_t^*$ . Целевые нелинейные перемещения зданий А, В и С, соответственно, составляют:  $d^1 = 0,0225$  м;  $d^2 = 0,0315$  м;  $d^3 = 0,024$  м.

Значения  $d_t^*$  можно определить на основании следующих зависимостей:

- Для зданий с периодами  $T_1$  меньшими или равными  $T_c$  (правая крайняя точка горизонтального участка графика спектрального коэффициента динамичности  $\beta$  нелинейное перемещение верха здания определяется по формуле:

$$d_t^* = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{a}{(\omega^*)^2}; \quad (\text{Г.16})$$

- Для зданий с периодами  $T_1$  большими  $T_c$  нелинейное перемещение определяется по формуле:

$$d_t^* = \mu \frac{a_T}{(\omega^*)^2}. \quad (\text{Г.17})$$

## Г.5 Методика определения жесткостей железобетонных конструкций с учетом имеющихся трещин

**Г.5.1** При выполнении оценки сейсмостойкости эксплуатирующихся зданий и сооружений с учетом их фактического технического состояния жесткости плосконапряженных стеновых и стержневых железобетонных конструкций с учетом имеющихся трещин допускается определять методом единичных полосок с использованием теории составных стержней А.Р. Ржаницына [4].

**Г.5.2** На рассчитываемую конструкцию наносится реальная схема трещин (рисунок Г.6). С помощью метода сечений вырезается вертикальная единичная полоска (рисунки Г.6 и Г.7), которая рассчитывается по схеме составного стержня с монолитными швами при отсутствии трещин и податливыми швами – при наличии трещин в конструкции. Определяется работа  $W_1$  усилий выделенной вертикальной единичной полоски (при использовании метода конечных элементов единичный размер заменяется на значение  $\Delta_x$ ) без наложения схемы трещин, а также определяется работа  $W_2$  усилий той же единичной полоски с учетом выявленной схемы трещин от сейсмического воздействия (или схемы «конверта»).

Разность работ  $\Delta W = W_1 - W_2$  распределяется на соседние конечные элементы, прилежащие сверху и снизу к трещинам. При этом новые значения толщины  $b_2$  конечных элементов, прилегающих к трещинам, определяются по формуле:

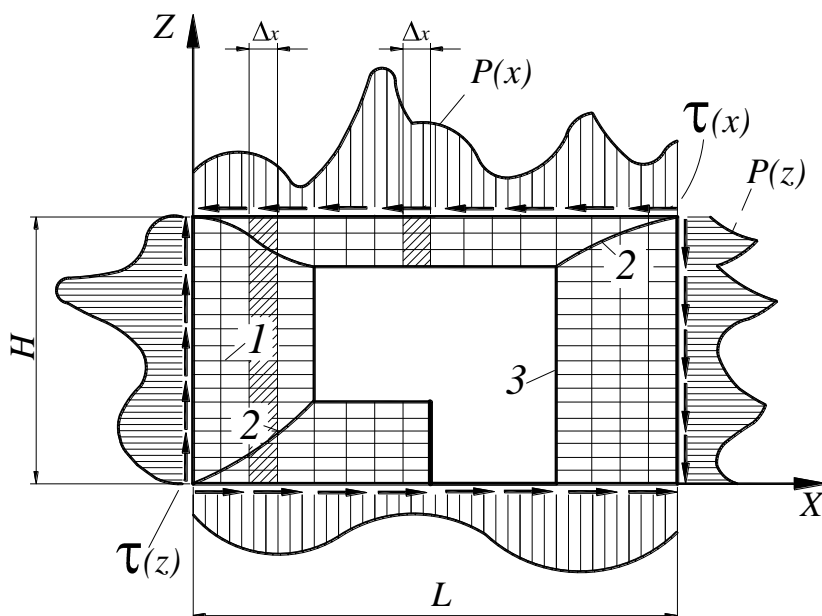
$$b_2 = \frac{\sum W_i - \Delta W}{\sum W_i} \cdot b_1, \quad (\text{Г.18})$$

где  $\sum W_i$  – сумма работ в горизонтальных полосах, прилегающих к трещинам в пределах выделенной вертикальной полоски;

$\Delta W$  – полученная разность работ;

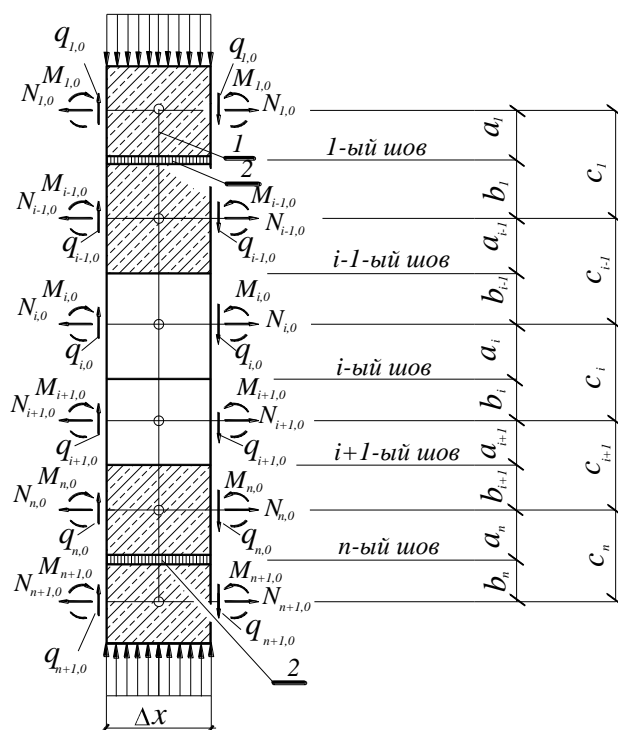
$b_1$  – начальная толщина конечного элемента.

Количество вертикальных полосок может быть полным (в пределах всей конструкции) или неполным – достаточно использовать шесть вертикальных полосок, а промежуточные значения  $b_k$  определяют по линейной интерполяции.



1 – границы горизонтальных полос; 2 – трещины; 3 – проем

**Рисунок Г.6** - К расчету плоско напряженных железобетонных конструкций с оконными и дверными проемами на сейсмические воздействия



1 – поперечные связи; 2 – трещины

**Рисунок Г.7** - Вертикальная единичная полоска, рассматриваемая по схеме составного стержня

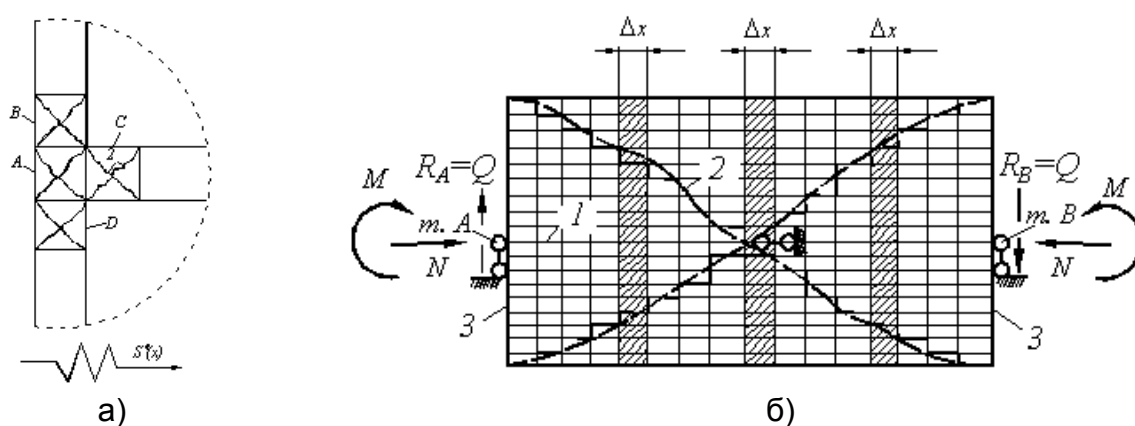
**Г.5.3** Методика позволяет определять жесткости конструкций и этажей зданий и сооружений, состоящих из железобетонных плосконеаруженных и стержневых конструкций с трещинами, по двум вариантам.

**Г.5.3.1** Первый вариант выполняется без изменения первоначально

задаваемого порядка и номеров плоских конечных элементов (КЭ), на которые разбивается плосконапряженная конструкция для расчета по МКЭ. При этом, в КЭ, прилегающих к трещинам-диагоналям, уменьшается толщина, определяемая из условия равенства работ в специально выделяемых единичных полосках по модели составного стержня и по модели эквивалентной плосконапряженной конструкции.

Алгоритм расчета предполагает наличие итерационного процесса, регулируемого достигнутой точностью толщины отмеченных КЭ и динамических характеристик здания и сооружения.

**Г.5.3.2** Второй вариант определения жесткости зданий и сооружений с плоско напряженными и стержневыми конструкциями основан на специальном приеме моделирования трещин-щелей, которые располагаются по диагоналям конструкции (см. рис. Г.6 и Г.8). При этом арматурные стержни плосконапряженных конструкций моделируются дополнительными КЭ, а также учитывается раскрытие и закрытие трещин с учетом имеющихся возможностей вычислительных комплексов на основе МКЭ.



- а – выделение характерных зон и схем трещин;  
 б – расчетная модель для уточнения жесткости выделенных зон;  
 1 – границы горизонтальных полосок; 2 – трещины; 3 – абсолютно жесткие торцевые вставки

**Рисунок Г.8** - К расчету стержневых железобетонных конструкций на сейсмические воздействия

**Г.5.4** Жесткость стержневых конструкций на участках с наклонными трещинами, в том числе с пересекающимися трещинами (характерными при сейсмических воздействиях для опорных участков и узлов сопряжений) определяется с помощью специальной расчетной модели плосконапряженных конструкций (см. рисунок Г.8).

Жесткость отмеченных участков (полос) заменяется эквивалентной жесткостью:

$$B_1(\lambda) = \frac{M^2 \cdot \Delta x}{W_3}. \quad (\text{Г.19})$$

где  $W_3$  - работа усилий выделенного участка (полосы).

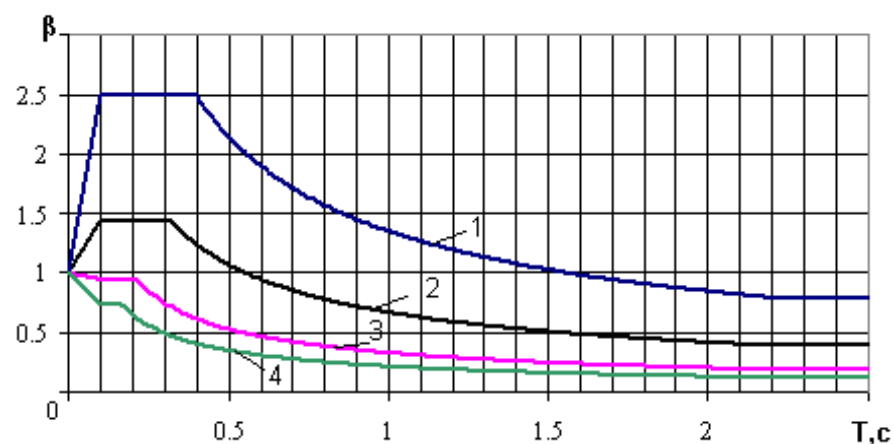
Итерационный процесс заканчивается при достижении заданной погрешности  $B_1(\lambda)$ .

На участках с нормальными трещинами жесткость стержневых железобетонных конструкций определяется с использованием значения изгибающего момента  $M$  и радиуса кривизны  $\rho$ , по нормативной методике согласно ДБН В.2.6-98 для соответствующей рассматриваемой  $i$ -ой зоны (участок рекомендуется разделять на 4 - 6 зон):

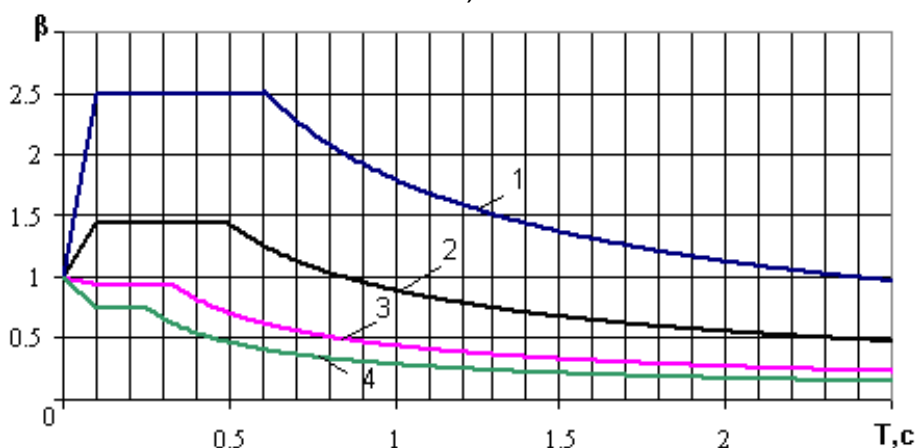
$$B_{i,i}(\lambda) = M_i \cdot \rho_i. \quad (\text{Г.20})$$

ПРИЛОЖЕНИЕ Д  
(рекомендуемое).

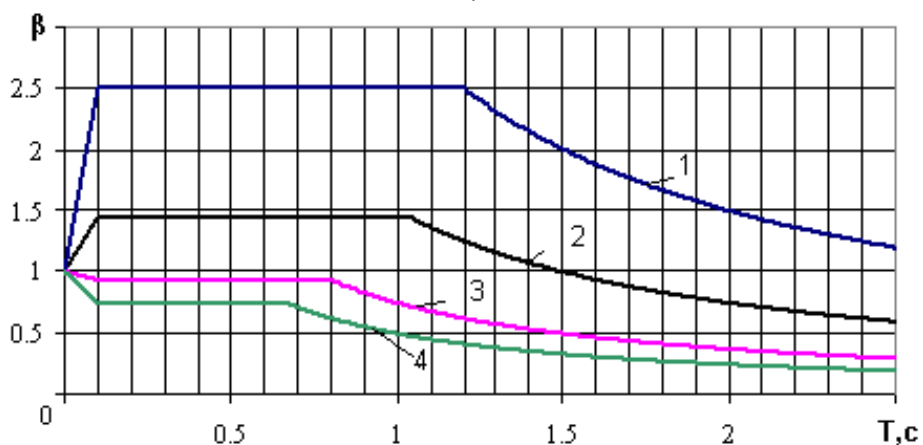
ГРАФИКИ НЕУПРУГИХ СПЕКТРОВ РЕАКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ



а)



б)

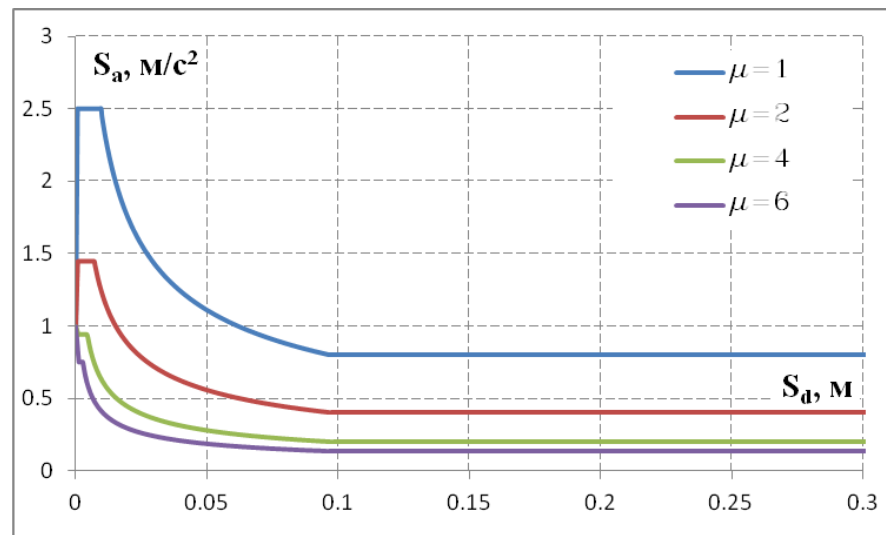


в)

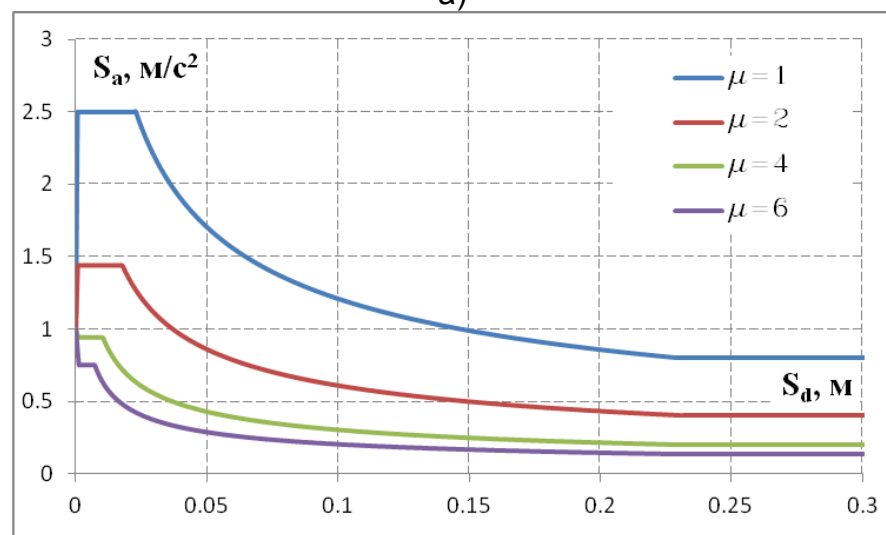
а - для I-й, б - для II-й, в – для III-й категорий грунта по сейсмическим свойствам, соответственно

**Рисунок Д.1** - Зависимости коэффициентов динамичности  $\beta$  от периодов собственных колебаний  $T$  и коэффициентов податливости  $\mu=1, 2, 4, 6$  (соответствующие графики 1, 2, 3 и 4) здания или сооружения

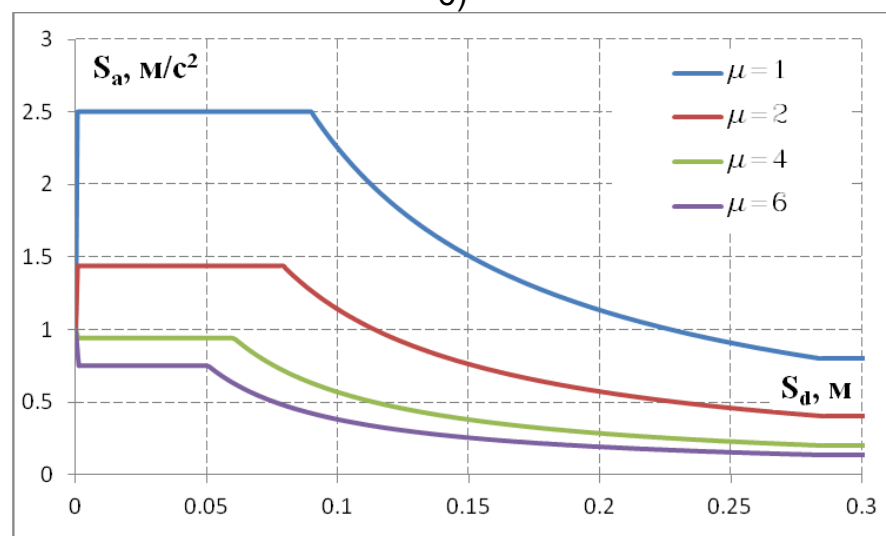




а)



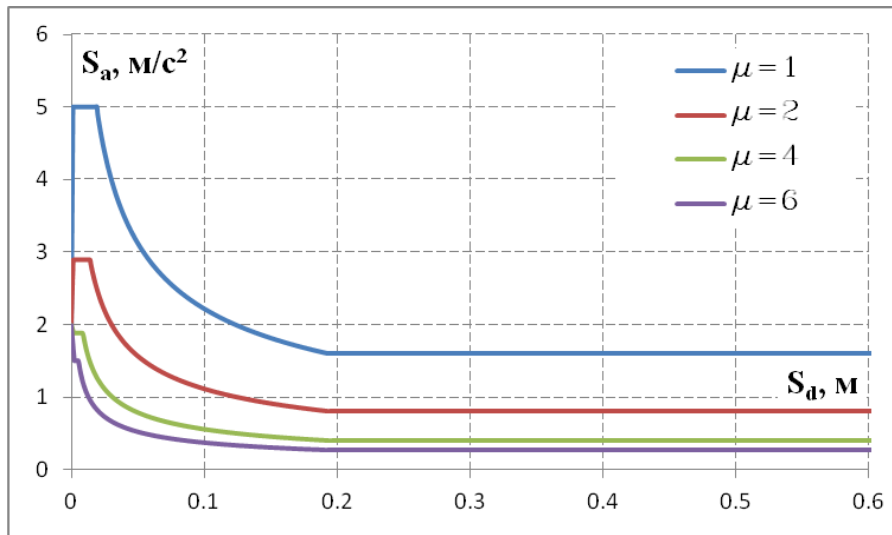
б)



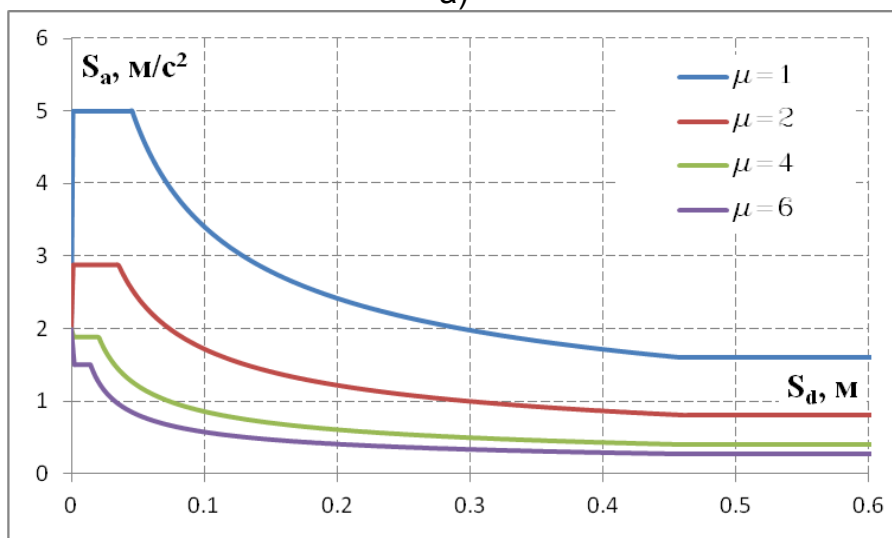
в)

а - для I-й, б - для II-й, в – для III-й категорий грунта по сейсмическим свойствам, соответственно

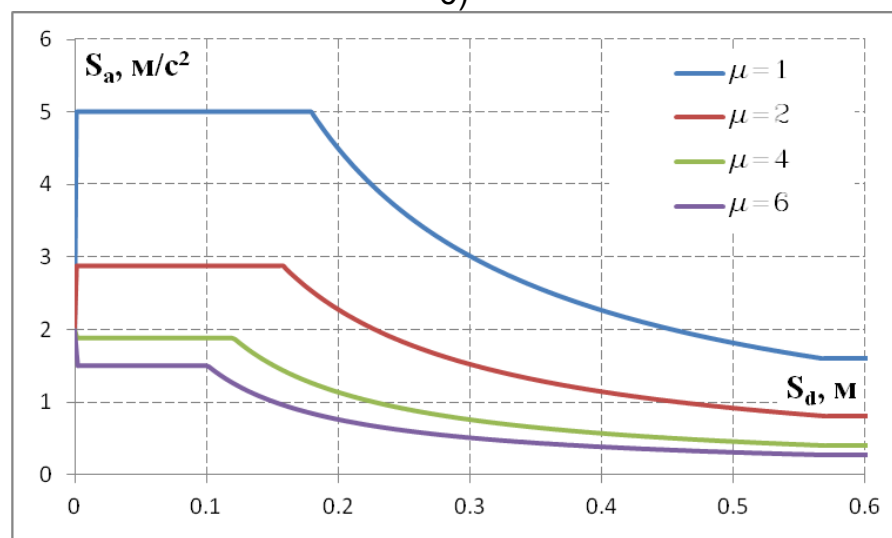
**Рисунок Д.2** - Графики « $S_a - S_d$ » при сейсмических воздействиях интенсивностью 7 баллов и разных коэффициентах податливости  $\mu$  здания или сооружения



а)



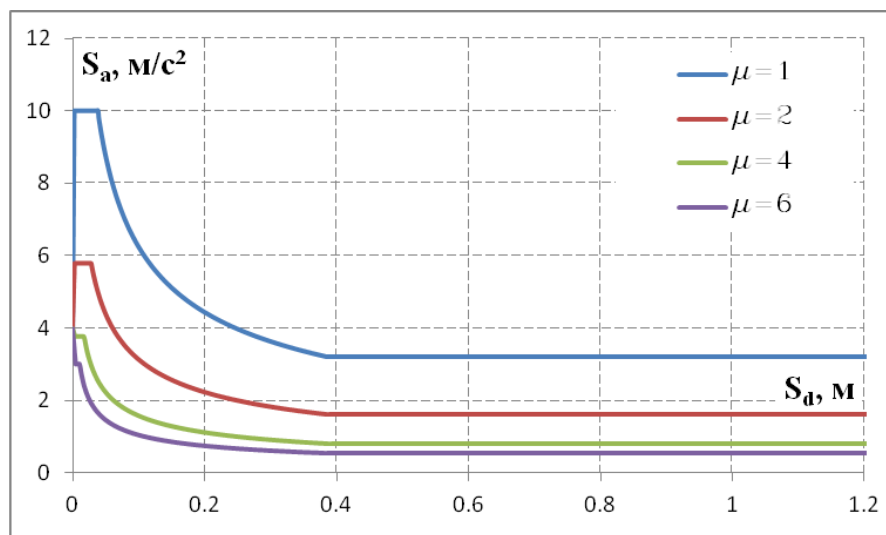
б)



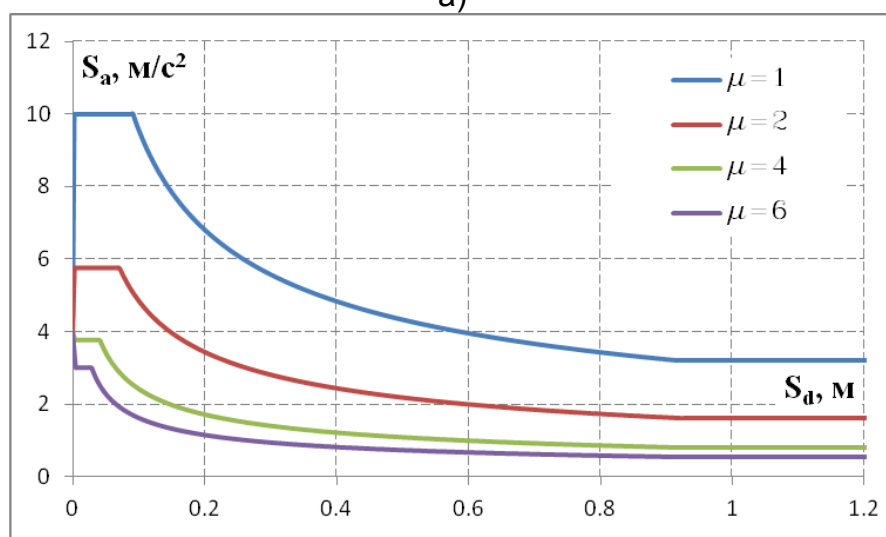
в)

а - для I-й, б - для II-й, в – для III-й категорий грунта по сейсмическим свойствам, соответственно

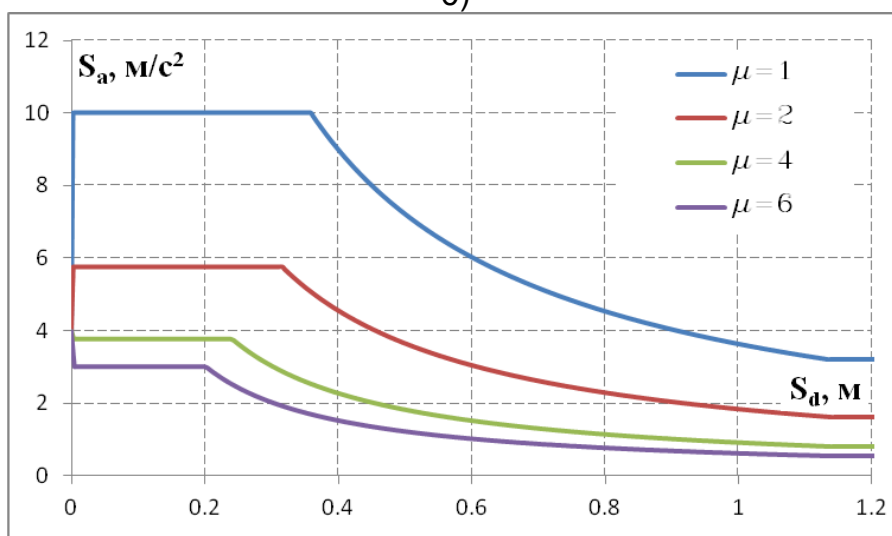
**Рисунок Д.3** - Графики « $S_a - S_d$ » при сейсмических воздействиях интенсивностью 8 баллов и разных коэффициентах податливости  $\mu$  здания или сооружения



а)



б)



в)

а - для I-й, б - для II-й, в – для III-й категорий грунта по сейсмическим свойствам, соответственно

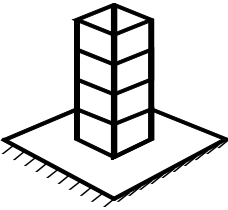
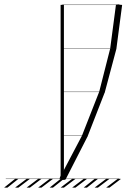
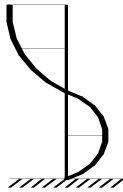
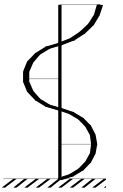
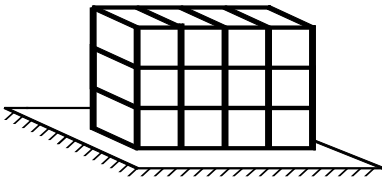

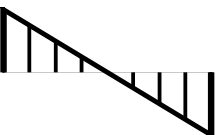

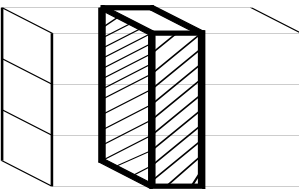
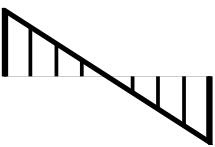

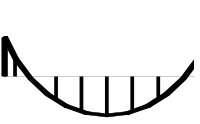
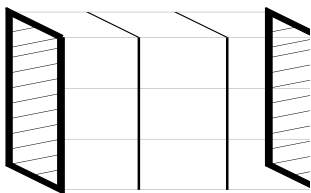



**Рисунок Д.4** - Графики « $S_a - S_d$ » при сейсмических воздействиях интенсивностью 9 баллов и разных коэффициентах податливости  $\mu$  здания или сооружения

**ПРИЛОЖЕНИЕ Е**  
(справочное)

**РАСЧЕТ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ МОДЕЛЕЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ СЛОЖНОЙ КОНФИГУРАЦИИ С УЧЕТОМ НЕРАВНОМЕРНОГО ПОЛЯ КОЛЕБАНИЙ ГРУНТА**

**Е.1** Рекомендации настоящего приложения относятся к зданиям преимущественно прямоугольной формы в плане, у которых в связи с наличием диафрагм и податливостью дисков междуэтажных перекрытий возможно появление крутильных и изгибных в плане форм собственных колебаний (рисунок Е.1).

Исследования пространственных моделей зданий различных конструктивных схем показывают, что наиболее распространенные типы форм по высоте и в плане могут быть представлены указанными на рисунке Е.1.

	СХЕМА	ТРИ ПЕРВЫЕ ФОРМЫ КОЛЕБАНИЙ ЗДАНИЯ		
I	Здание столбчатого типа	По высоте		
		1 форма	2 форма	3 форма
				
II	Протяженное каркасное здание	По длине		
		1 форма	2 форма	3 форма
				
III	Каркасное здание с ядром жесткости	По длине		
		1 форма	2 форма	3 форма
				
IV	Каркасное здание с диафрагмами по торцам	По длине		
		1 форма	2 форма	3 форма
				

**Рисунок Е.1** - Первые три формы колебания зданий различных конструктивных схем

**Е.2** Определение проекций сейсмический сил  $S_{kij}$  на направление  $j$  сейсмической нагрузки  $S_{ki}$  при  $i$ -ой форме колебаний, действующей на элемент весом  $Q_k$ , отнесенный к точке  $k$  модели здания (см. рис. 6.1 в разделе 6), производится по формуле:

$$S_{kij} = k_1 k_2 k_{ep} Q_k \ddot{U}_0 \beta_i \eta_{kij}. \quad (\text{E.1})$$

В формуле Е.1 коэффициенты  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_{ep}$ , а также  $Q_k$ ,  $\ddot{U}_0$  и  $\beta_i$  определяются по 6.3.1 настоящих норм.

Коэффициенты форм  $\eta_{kij}$  определяются по формуле:

$$\eta_{kij} = U_{kij} \frac{\sum_k Q_k \sum_{j=1}^3 f_{kj} U_{kij} \cos(U_{kij}, \ddot{U}_0)}{\sum_{k=1} Q_k \sum_{j=1}^3 U_{kij}^2}, \quad (\text{E.2})$$

где  $U_{kij}$  - проекции перемещений точек  $k$  по трем взаимно ортогональным направлениям ( $j=1, 2, 3$ ) для  $i$ -го тона собственных колебаний;  
 $\cos(U_{kij}, \ddot{U}_0)$  - косинусы углов между направлениями вектора сейсмического воздействия  $\ddot{U}_0$  и перемещениями  $U_{kij}$ ;

$f_{kj}$  – ординаты поля колебаний грунта, определяемые по формулам:  
 - для горизонтального направления 1 сейсмического воздействия (вдоль здания)

$$f_{k1} = M_1(\Delta t) + M_2(\Delta t) \left(1 - \frac{2x_k}{L}\right) + M_3(\Delta t) \cos 2\pi \left(\frac{x_k}{L} - \frac{1}{2}\right); \quad (\text{E.3})$$

- для горизонтального направления 2 сейсмического воздействия (поперек здания)

$$f_{k2} = M_1(\Delta t) + M_2(\Delta t) \left(1 - \frac{2y_k}{B}\right) + M_3(\Delta t) \cos 2\pi \left(\frac{y_k}{B} - \frac{1}{2}\right); \quad (\text{E.4})$$

- для вертикального направления 3 сейсмического воздействия при колебаниях здания на упругом основании

$$f_{k3} = \nu \cdot [M_1(\Delta t) + M_2(\Delta t) \left(1 - \frac{2x_k}{L}\right)]. \quad (\text{E.5})$$

$M_1(\Delta t)$ ,  $M_2(\Delta t)$ ,  $M_3(\Delta t)$  - волновые спектральные коэффициенты, определяемые в зависимости от  $\Delta t=L/V_s$  по графикам на рисунке Е.2 или по таблице Е.1;

$V_s$  - скорость распространения поперечных сейсмических волн в грунте (м/с); принимается по данным микросейсмораионирования площадки или по таблице Е.2;

$x_k$ ,  $y_k$  - горизонтальные координаты точки  $k$ , м;

$\nu$  - соотношение между максимальными ускорениями грунта при вертикальных и горизонтальных колебаниях ( $\nu=0,5\dots0,75$ );

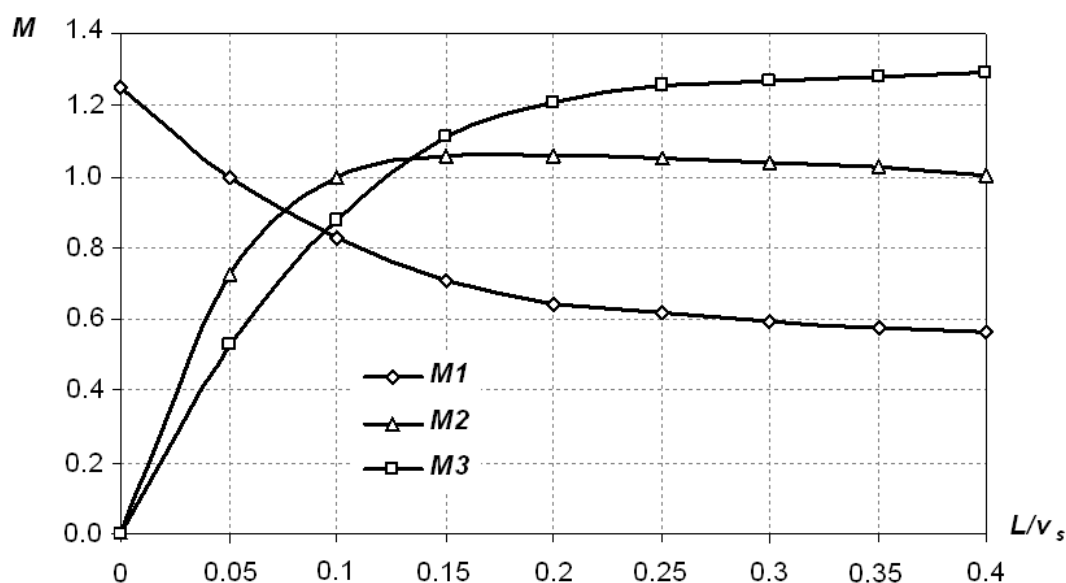
$L$ ,  $B$  - длина и ширина здания, м.

**Е.3** Расчетные графики для  $M_j(L/V_s)$ , осредненные по ансамблям акселерограмм сейсмического воздействия интенсивностью 7 и 8 баллов приведены на рисунке Е.2:  $M_1$  - для поступательных,  $M_2$  - для крутильных,  $M_3$  - для изгибных в плане колебаний.

**Е.4** Схема действия бегущей сейсмической волны на здания регулярного типа (каркасные здания рамной конструктивной схемы, жилые крупнопанельные, кирпичные, крупноблочные) приведены на рисунке Е.3.

**Таблица Е.1** - Волновые спектральные коэффициенты  $M_1(\Delta t)$ ,  $M_2(\Delta t)$ ,  $M_3(\Delta t)$ 

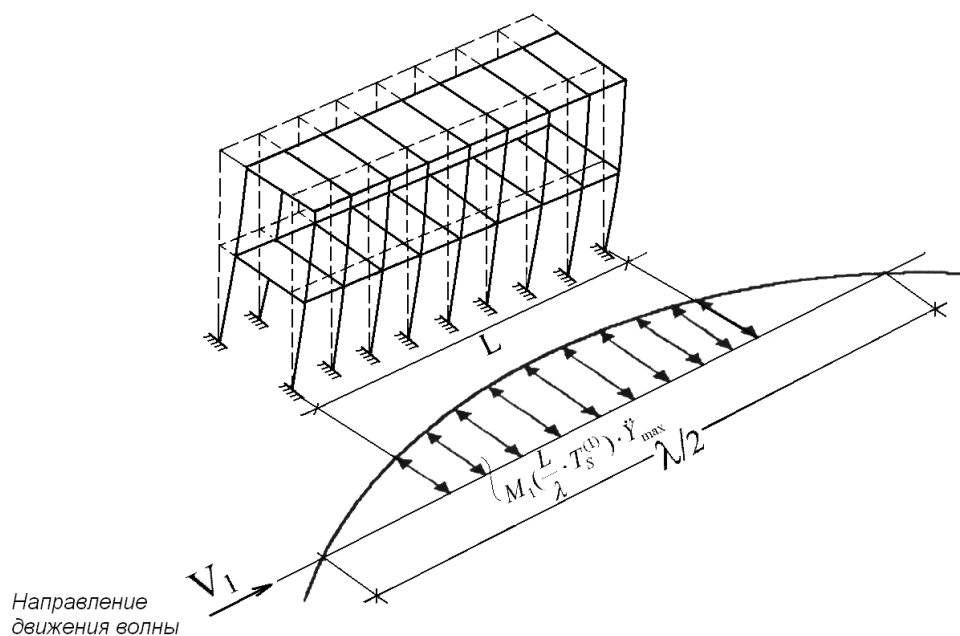
$L/V_s$	0,000	0,010	0,020	0,030	0,040	0,050	0,060	0,070
$M_1$	1,250	1,180	1,130	1,080	1,040	1,000	0,960	0,920
$M_2$	0,000	0,250	0,380	0,520	0,620	0,730	0,820	0,880
$M_3$	0,000	0,110	0,220	0,350	0,450	0,530	0,620	0,680
$L/V_s$	0,080	0,090	0,100	0,110	0,120	0,130	0,140	0,150
$M_1$	0,890	0,860	0,830	0,800	0,770	0,750	0,730	0,710
$M_2$	0,930	0,970	1,000	1,030	1,040	1,050	1,060	1,060
$M_3$	0,750	0,820	0,880	0,940	0,990	1,040	1,080	1,110
$L/V_s$	0,160	0,170	0,180	0,190	0,200	0,210	0,220	0,230
$M_1$	0,690	0,670	0,660	0,650	0,645	0,637	0,635	0,627
$M_2$	1,060	1,060	1,060	1,059	1,059	1,058	1,057	1,056
$M_3$	1,140	1,160	1,180	1,190	1,210	1,222	1,233	1,245
$L/V_s$	0,240	0,250	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,310
$M_1$	0,620	0,618	0,610	0,603	0,601	0,599	0,597	0,593
$M_2$	1,054	1,052	1,051	1,049	1,046	1,044	1,041	1,038
$M_3$	1,251	1,256	1,258	1,260	1,263	1,264	1,266	1,269
$L/V_s$	0,320	0,330	0,340	0,350	0,360	0,370	0,380	0,390
$M_1$	0,589	0,586	0,582	0,579	0,576	0,572	0,569	0,566
$M_2$	1,035	1,032	1,029	1,025	1,021	1,017	1,013	1,008
$M_3$	1,271	1,274	1,276	1,279	1,281	1,283	1,286	1,288



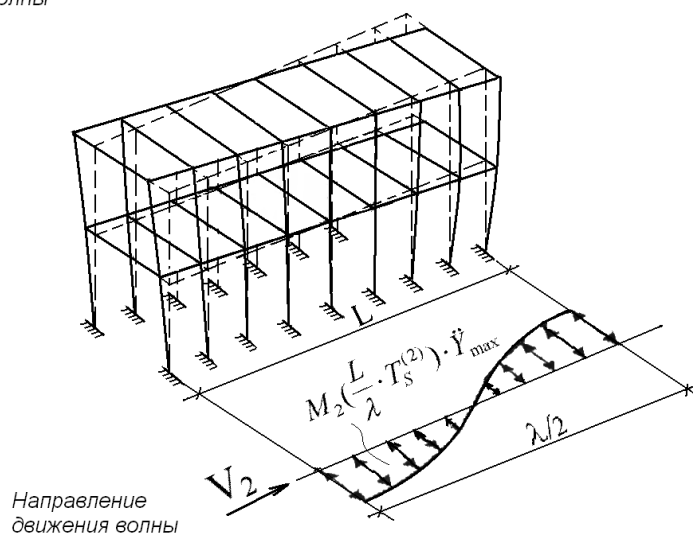
$M_1$  – для поступательных,  $M_2$  – для крутильных,  $M_3$  – для изгибных в плане колебаний зданий или сооружений

**Рисунок Е.2** – Зависимости волновых спектральных коэффициентов  $M$  от отношения длины здания  $L$  к скорости сейсмической волны в грунте  $V_s$

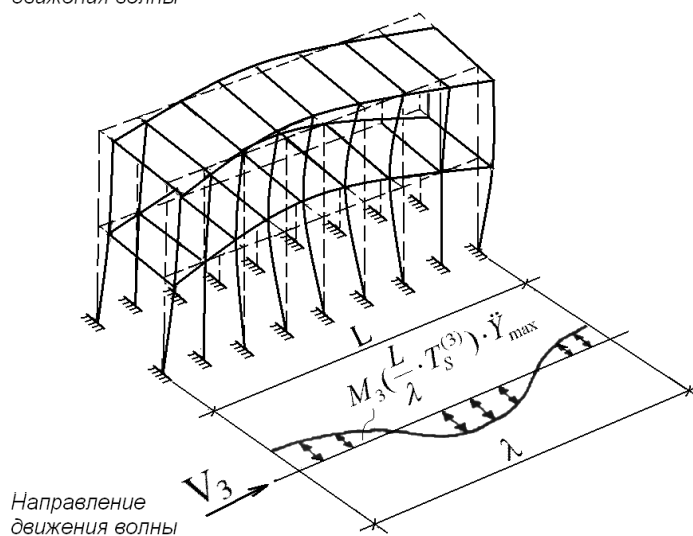
а)



б)



в)



а) поступательные колебания; б) вращательные колебания;  
в) изгибные колебания в плане.

**Рисунок Е.3** – Схемы действия бегущей сейсмической волны длиной  $\lambda$  на здания регулярного типа

Таблица Е.2 - Скорости распространения волн в грунте

Грунты	Скорость волн, км/с	Преобладающий период $T_0$ , с
<b>Скальные</b>		
Граниты	3,4	
Известняки, сланцы, гейсы (плотные)	2,0-2,6	0,1-0,15
Песчаники плотные	1,2-1,7	
Известняки, сланцы, песчаники нарушенные	0,9-1,4	
<b>Полускальные</b>		
Гипсы	1,4-1,7	
Мергели	1,1-1,5	0,15-0,2
Сцементированные пески	0,8-1,1	
<b>Крупнообломочные</b>		
Щебеночные и галечниковые	0,8-1,2	0,2-0,25
Гравийные из кристаллических пород	0,7-1,1	
<b>Песчаные</b>		
Пески гравельные и крупные	0,5-0,9	
Пески средней крупности	0,5-0,8	0,25-0,3
Пески мелкие и пылеватые	0,4-0,7	
<b>Глинистые</b>		
Глины	0,5-0,9	
Суглинки	0,5-0,8	
Супеси	0,4-0,7	0,3-0,4
Суглинки при $e=1$ и супеси при $e= 0.7$	0,3-0,5	
<b>Насыпные и почвенные</b>		
Насыпные	0,1-0,3	
Почвенные	0,1-0,2	
<b>Обводненные</b>		
Гравийно-галечниковые	0,6-1,2	
Глинистые (супеси, суглинки)	0,4-0,9	
Насыпные и почвенные	0,1-0,3	0,5-0,8



ПРИЛОЖЕНИЕ Ж  
(справочное)

**СРАВНИТЕЛЬНАЯ ТАБЛИЦА НАЗНАЧЕНИЯ УРОВНЕЙ ОТВЕТСТВЕННОСТИ/  
КЛАССОВ ПОСЛЕДСТВИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ДБН В.1.1-12 и ДБН В.1.2-14**

Требования ДБН В.1.1-12:2006		Требования ДБН В.1.2-14	
Карты ОСР - 2004	Уровень ответственности здания или сооружения	Класс последствий отказа	Коэффициент надёжности по ответственности, $\gamma_n$ (табл. 5 ДБН В.1.2-14)
A0 Только для территории АР Крым и Одесской обл.	Пониженный	СС1/ категория сложности I согласно ДБН А.2.2-3	0,95
A	Нормальный	СС1	0,95
B	Повышенный	СС2	0,975
C	Особой ответственности	СС3	1,05

## ПРИЛОЖЕНИЕ И (справочное)

### МОДИФИЦИРОВАННЫЙ СПЕКТРАЛЬНЫЙ МЕТОД (С УЧЕТОМ КРУЧЕНИЯ)

**И.1** В расчетах, как правило, должны использоваться расчетные модели:

а) здания (сооружения), в том числе – расчетные статические модели (PCM) и расчетные динамические модели (РДМ);

б) расчетная модель воздействия (РМВ).

**И.2** Расчетная статическая модель здания (сооружения) представляет собой безинерционную упругую систему, сформированную из любого типа конечных элементов и моделирующую жесткость несущих конструкций здания (сооружения).

В общем случае узлы конечных элементов могут иметь шесть степеней свободы: три перемещения и три угла поворота.

PCM служит для определения жесткостных характеристик здания (сооружения) и построения матрицы жесткостей (или податливости).

Расчетная динамическая модель представляет собой упругую систему, содержащую инерционные элементы. РДМ служит для решения задач динамики здания (сооружения).

При переходе от пространственных PCM к пространственным РДМ следует стремиться к тому, чтобы динамические модели были геометрическим аналогом PCM. В этом случае массы конечных элементов приводятся к узлам модели.

**И.3** Для зданий (сооружений), простой геометрической формы с симметричным расположением масс и жесткостей с наименьшим размером в плане не более 30 м, допускается использование упрощенных PCM и РДМ, представляющих собой невесомую вертикальную многоэлементную консоль с сосредоточенными массами, расположенными в уровнях перекрытий (рисунок И.1).

Элементы консоли моделируют принятые вертикальные конструктивные системы здания (сооружения): каркас, диафрагмы, несущие стены или ограждающие конструкции, участвующие в работе, и т.п.

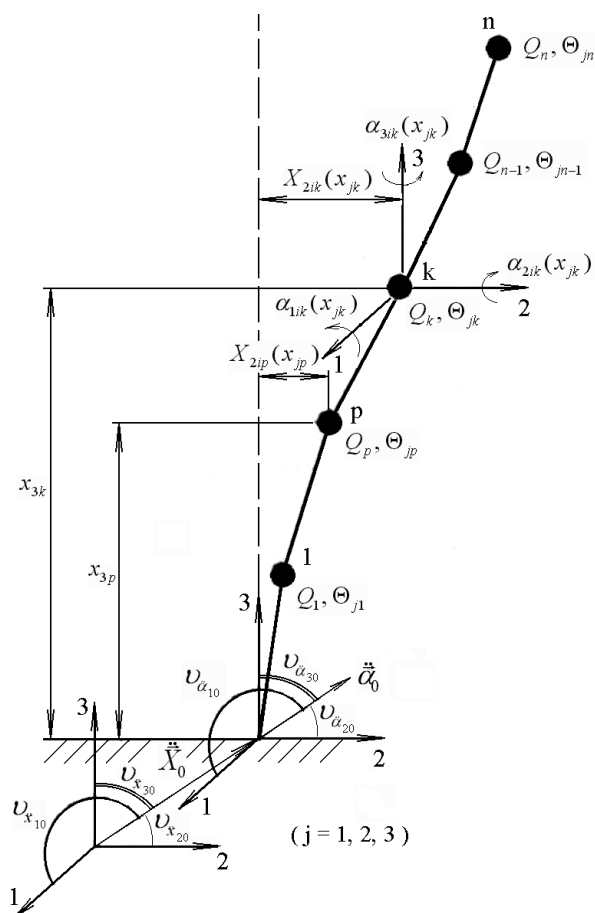
**И.4** Сейсмическое воздействие является случайным не только во времени, но и в пространстве. Оно должно быть определено в той области пространства, в которой определена РДМ здания (сооружения).

Параметрами, определяющими сейсмическое воздействие, являются:

- инвариантная (независимая от ориентации в пространстве) интенсивность векторов воздействия;
- спектральный состав;
- ориентация векторов воздействия в пространстве.

При расчете зданий (сооружений) возможны два способа определения пространственных моделей воздействия:

- дифференцированная РМВ, когда отдельно для каждой точки грунтового основания задается вектор перемещений;
- интегральная РМВ, когда в пределах массива грунтового основания выполнено осреднение и его движение в пространстве как единого целого, определено вектором ускорения поступательного перемещения и вектором углового ускорения ротации.



**Рисунок И.1** - Упрощенная расчетная схема  
в виде невесомой вертикальной многоэлементной консоли

При расчетах по интегральной модели принимается следующая пространственная РМВ:

а) параметры воздействия относятся к некоторой области пространства («массиву») с геометрическими размерами, соизмеримыми с размерами здания (сооружения) в плане;

б) движения "массива" как единого целого определяется двумя интегральными характеристиками:

- вектором ускорения поступательного движения  $\ddot{X}_0 = |\ddot{X}_{i0}(t)|$ , ( $i = 1, 2, 3$ );
- вектором углового ускорения вращения (ротации)  $\ddot{\alpha}_0 = |\ddot{\alpha}_{i0}(t)|$ , ( $i = 1, 2, 3$ );

в) интенсивность угловых ускорений ротации принимается равной

$$w = \frac{|\ddot{\alpha}_0|}{|\ddot{X}_0|} = \bar{w}\chi, \quad (M^{-1}) \quad (\text{И.1})$$

где  $\bar{w} = 2 \cdot 10^{-2}$ ;  $6 \cdot 10^{-2}$  и  $9 \cdot 10^{-2} (M^{-1})$  для грунтов, соответственно, I, II и III категорий по сейсмическим свойствам согласно таблицы 5.1.

Значения  $\chi$  определяются по графикам рисунка И.2 или вычисляются по формуле:

$$\chi = \exp[\gamma(B-25)] \quad (\text{И.2})$$

где  $B$  - меньший размер здания (сооружения) в плане;

$\gamma = -8 \cdot 10^{-4}$ ,  $-4,8 \cdot 10^{-3}$  и  $-1,2 \cdot 10^{-2}$  ( $1/\text{м}^{-1}$ ) для грунтов I, II и III категорий согласно таблице 5.1.

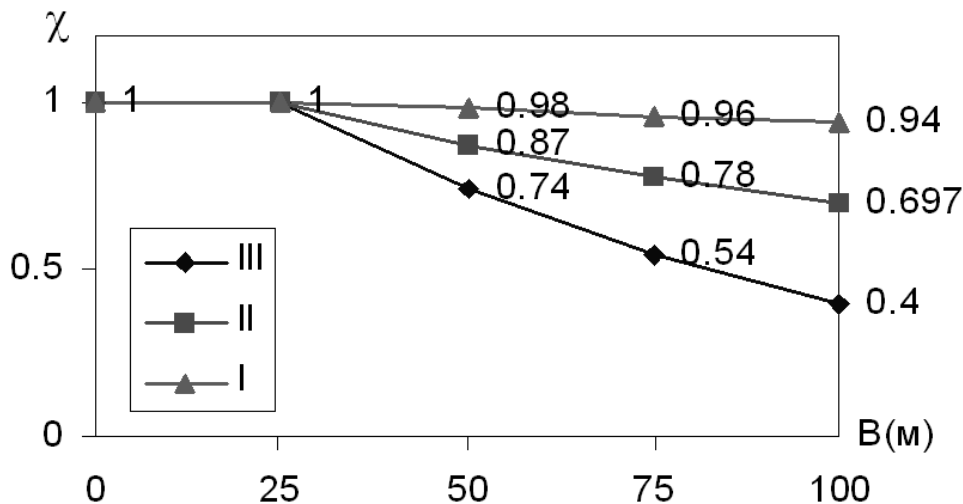


Рисунок И.2 - График значений  $\chi$

г) спектральный состав воздействия учитывается спектром реакции здания (сооружения), характеристики которого принимаются одинаковыми для поступательного и вращательного движения «массива»;

д) Ускорения поступательного и вращательного движения зависят от геометрических размеров "массива" и учитываются согласно указаниям И.6;

**И.5** Значение крутильной сейсмической нагрузки (сейсмического момента)  $M_{ijk}$  по  $i$ -ой форме колебаний в точке  $k$  по  $j$ -му направлению определяется по формуле

$$M_{ijk} = k_1 k_2 K_z g \Theta_{jk} A \beta_i \bar{\eta}_{ijk}, \quad (\text{И.3})$$

где  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $A$ ,  $\beta_i$  – принимаются согласно п. 6.7;

$g$  - ускорение силы тяжести;

$\bar{\eta}_{ijk}$  - коэффициент формы колебаний для крутильной составляющей, определяемый по (И.7);

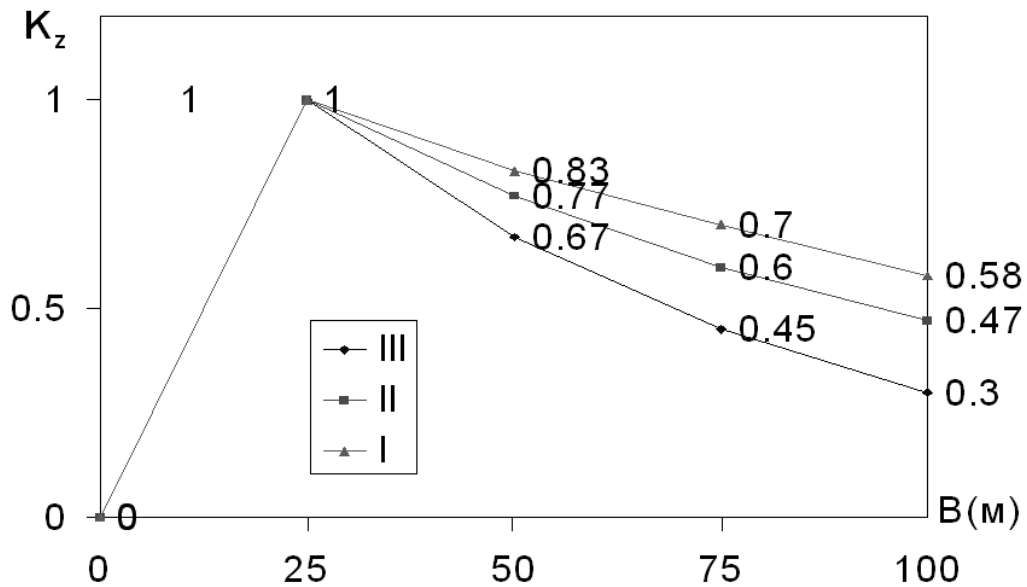
$\Theta_{jk}$  - момент инерции массы  $k$ -ой точки относительно  $j$ -ой оси.

**И.6** Коэффициент  $K_z$ , учитывающий размеры здания (сооружения) в плане; определяется по рисунку И.3 или вычисляется по следующей формуле:

$$K_z = \exp[\alpha(B-25)], \quad (\text{И.4})$$

где  $B$  - меньший размер сооружения в плане;

$\alpha = -7,2 \cdot 10^{-3}$ ,  $-1 \cdot 10^{-2}$  и  $-1,6 \cdot 10^{-2}$  ( $\text{м}^{-1}$ ) для I, II и III категорий грунтов по сейсмическим свойствам в соответствии с таблицей 5.1.

Рисунок И.3 - График значений коэффициента  $K_z$ 

**И.7** Коэффициенты форм колебаний  $\eta_{ijk}$  и  $\bar{\eta}_{ijk}$  вычисляются по формулам:

$$\eta_{ijk} = X_{ijk}(x_{jk}) \cdot \eta_i, \quad \bar{\eta}_{ijk} = \alpha_{ijk}(x_{jk}) \cdot \eta_i. \quad (\text{И.5})$$

где  $X_{ijk}(x_{jk})$  и  $\alpha_{ijk}(x_{jk})$  — перемещения и углы поворота  $k$ -ой ( $k = 1, 2, \dots, n$ ) массы по  $j$ -ому ( $j = 1, 2, 3$ ) направлению при  $i$ -ой форме колебаний;

$$\eta_i = \frac{\sum_{p=1}^n \sum_{j=1}^3 Q_p Z_{ijp} x_{jp} + w B g \Theta_{jp} \alpha_{ijp} x_{jp} v_{\ddot{\alpha}_{j0}}}{\sum_{p=1}^n \sum_{j=1}^3 Q_p X_{ijp}^2 x_{jp} + g \Theta_{jp} \alpha_{ijp}^2 x_{jp}}. \quad (\text{И.6})$$

где  $Z_{ijp}$  — суммарное (с учетом поступательного движения и ротации) перемещение  $p$ -й массы по направлению  $j$ -й координатной оси при колебаниях по  $i$ -й форме, которое определяется как

$$Z_{ijp} = \begin{cases} X_{i1p} x_{jp} \left[ v_{\ddot{X}_{10}} + w(B) x_{2p} v_{\ddot{a}_{30}} - x_{3p} v_{\ddot{a}_{20}} \right] & \text{для } j=1; \\ X_{i2p} x_{jp} \left[ v_{\ddot{X}_{20}} + w(B) x_{3p} v_{\ddot{a}_{10}} - x_{1p} v_{\ddot{a}_{30}} \right] & \text{для } j=2; \\ X_{i3p} x_{jp} \left[ v_{\ddot{X}_{30}} + w(B) x_{1p} v_{\ddot{a}_{20}} - x_{2p} v_{\ddot{a}_{10}} \right] & \text{для } j=3. \end{cases} \quad (\text{И.7})$$

Символы, определяющие расстановку компонентов следующим образом:

1, 2, 3 – для  $j=1$ ; 2, 3, 1 – для  $j=2$ ; 3, 1, 2 для  $j=3$ ;

$x_{jp}$  ( $j=1, 2, 3, p=1, 2, \dots, n$ ) — координаты  $p$ -ой массы;

$v_{\ddot{X}_{j0}}$  и  $v_{\ddot{\alpha}_{j0}}$  ( $j=1, 2, 3$ ) - направляющие косинусы векторов ускорения поступательного движения и вращения грунтового основания, удовлетворяющие следующим условиям нормировки:

$$\sum_{j=1}^3 \nu_{\ddot{X}_{j0}}^2 = 1 \quad \text{и} \quad \sum_{j=1}^3 \nu_{\ddot{\alpha}_{j0}}^2 = 1, \quad (\text{И.8})$$

Система координат, в которой задаются значения  $x_{jp}$ , имеет начало на уровне поверхности земли в точке, расположенной в середине контура опорной системы здания (сооружения) (например, в центре тяжести его фундаментной плиты).

Направляющие косинусы  $\nu_{\ddot{X}_{j0}}$  и  $\nu_{\ddot{\alpha}_{j0}}$  определяют ориентацию векторов сейсмического воздействия  $\ddot{X}_0$  и  $\ddot{\alpha}_0$  в пространстве и принимаются в расчет из условия наиболее опасного для конкретной конструкции сооружения направления воздействия.

**И.8** Для всех сооружений, кроме указанных в 1, а) таблицы 6.2, расчетное значение крутильной сейсмической нагрузки, приходящейся на здание (сооружение) в точке  $k$  следует определять по формуле:

$$L_k = K_z L_{ok}, \quad (\text{И.9})$$

где  $L_{ok}$  – значение «суммарного момента»<sup>2</sup> в точке  $k$  здания (сооружения) от системы крутильных сейсмических нагрузок (сейсмических моментов), определенных согласно И.5.

ПРИЛОЖЕНИЕ К  
(справочное)

**УЧЕТ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ ПРИ РАСЧЕТЕ УСТОЙЧИВОСТИ СКЛОНОВ**

**К.1** При расчете устойчивости склонов учитывается массив, слагающий склон, который предположительно при сейсмическом воздействии может быть неустойчивым и смещаться по различным поверхностям скольжения.

**К.2** Учёт сейсмических воздействий при расчёте устойчивости подпорных стен и склонов для сооружений с классом последствий отказа функционирования СС-1, СС-2 допускается производить по плоским расчетным схемам.

**К.3** Категория грунта основания массива по сейсмическим свойствам определяется в пределах 10 метрового слоя, расположенного непосредственно под вероятной поверхностью скольжения.

**К.4** При расчете устойчивости склонов сейсмические силы учитываются для районов с сейсмичностью 6 баллов и выше.

**К.5** Расчетное значение горизонтальной сейсмической (инерционной) нагрузки  $S_{0ki}$ , приложенной в центре тяжести фрагмента грунтового массива определяется по формуле 6.3. Значения спектрального коэффициента динамичности  $\beta_i$  и коэффициента  $\eta_{ki}$  для упрощенных расчетных схем допускается принимать равными 1,0.

**К.6** Расчет устойчивости склонов ведется по двум схемам приложения сейсмического воздействия к расчетным блокам:

- горизонтальное сейсмическое воздействие при угле между вектором сейсмического воздействия и горизонтальной плоскостью  $0^\circ$ ;
- наклонное сейсмическое воздействие при угле между вектором сейсмического и горизонтальной плоскостью  $30^\circ$ .

**К.7** Приложение сейсмической нагрузки производится по направлению, увеличивающему сдвигающие усилия.

**К.8** При наклонном сейсмическом воздействии горизонтальная составляющая сейсмической нагрузки определяется путем умножения значения, полученного по К.5 на  $\cos 30^\circ$ , а вертикальная составляющая – на  $\sin 30^\circ$ . При этом положительные значения вертикальной составляющей принимаются для активной части склона, отрицательные – для контрфорсной части.

**И.9** Общее увеличение сдвигающих сил при наклонном сейсмическом воздействии на склон равно сумме: горизонтальной составляющей сейсмической нагрузки и дополнительных сдвигающих сил, возникающих в следствии пригрузки склона вертикальной составляющей сейсмической нагрузки.

ПРИЛОЖЕНИЕ Л  
(справочное)

**БИБЛИОГРАФИЯ**

1. ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings - Volume 1 and 2, Applied Technology Council. Report No. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA. – November 1996. (Оценка и повышение сейсмостойкости бетонных зданий - Части 1 и 2. Технический совет Комиссии по сейсмической безопасности штата Калифорния, США)
2. FEMA 273. Federal Emergency Management Agency. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, D.C. – October 1997. (Руководящие принципы по восстановлению сейсмостойкости зданий. Федеральное агентство США по вопросам чрезвычайных ситуаций)
3. FEMA 356. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. American Society of Civil Engineers (ASCE), Washington, D.C. - November 2000. (Престандарт и замечания относительно восстановления сейсмостойкости зданий. Американское Общество Гражданских Инженеров, США)
4. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки. – М.: Стройиздат, 1986. – 316 с.
5. Перечень видов деятельности и объектов, составляющих повышенную экологическую опасность (утвержден постановлением Кабинета министров Украины от 27.06.1995 г. № 554).
6. Методика оценки убытков от последствий чрезвычайных ситуаций техногенного и природного характера (утверждена постановлением Кабинета Министров Украины от 15.02.2002 г. №175).
7. Положение про паспортизацию потенциально опасных объектов (утверждены приказом МЧС Украины от 18.12.2000 г. №338 и зарегистрированы в Минюсте Украины 01.09.2005 г. под №920/11250).
8. Закон Украины «Про объекты повышенной опасности» от 18.01.2001 г. №2245-III.
9. Закон Украины «Про Гражданскую оборону Украины».
10. Порядок и правила проведения обязательного страхования гражданской ответственности субъектов хозяйственной деятельности за вред, который может быть причинен пожарами и авариями на объектах повышенной опасности, деятельность которых может привести к аварии экологического и санитарно-эпидемиологического характера (утверждены постановлением Кабинета министров Украины от 16.10.2002 г. №1788).



**Ключевые слова:**

Сейсмические районы Украины, сейсмическая опасность, интенсивность землетрясения, сейсмическое микрорайонирование, сейсмостойкость, здания и сооружения, динамическая паспортизация, линейно-спектральный метод, спектральный коэффициент динамичности, прямой динамический метод, акселерограмма, метод спектра несущей способности, сейсмоизоляция и сейсмозащита, транспортные и гидротехнические сооружения, восстановление, усиление и реконструкция зданий

Директор ГП НИИСК

Г. Фаренюк

Научный руководитель,  
первый заместитель директора ГП НИИСК

Ю. Немчинов

Ответственный исполнитель,  
заведующий лабораторией ГП НИИСК

Н. Марьенков