



**ГОСУДАРСТВЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ УКРАИНЫ**

**Защита от опасных геологических процессов,  
вредных эксплуатационных влияний, от пожара**

**СТРОИТЕЛЬСТВО  
В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ  
УКРАИНЫ**

**ДБН В .1.1-12:2006**

**Издание официальное**

Министерство строительства, архитектуры  
и жилищно-коммунального хозяйства Украины  
Киев 2006

<http://yurist-online.org/>

**РАЗРАБОТАНЫ:** НИИСК (д-р техн. наук, проф. Немчинов Ю.И.; кандидаты техн. наук Марьенков Н.Г., Хавкин А.К., Бамбура А.Н, Тарасюк В.Г., Шарапов Г.В., Поклонский В.Г.; Кисиль А. И., Критов В.А., Матвеев И.В.; инженеры Крищук А.Б., Недзведская О.Г., Бабик К.Н., Богдан В.М., Рыжов Д.И.); ОАО КиевЗНИИЭП (кандидаты техн. наук Гудков Б.П., Поляков Г.П.; инж. Докторова Г.В.); КрымНИИпроект (канд. техн. наук Кукунаев В.С.); Институтом геофизики им. Субботина НАНУ (канд. ф-м. наук А.В. Кендзера; канд. г-м. наук Омельченко В.Д.); Крымским экспертным советом по оценке сейсмической опасности и прогнозу землетрясений (д-р ф-м. наук Пустовитенко Б.Г.; канд. ф-м. наук Кульчицкий В.Е.; м.н.с. Пустовитенко А.А.); НИИАСС (д-р техн. наук, проф. Городецкий А.С.; канд. техн. наук Стрелец-Стрелецкий Е.Б.); Одесской государственной академией строительства и архитектуры (д-р техн. наук, проф. Дорофеев В.С.; кандидаты техн. наук Егупов К.В., Шеховцов И.В.); ЧерноморНИИпроект (д-р техн. наук, проф. Пойзнер М.Б.; канд. техн. наук Стецюк В.А.; инженеры Лень О.П, Мищенко А.В., Гололобов А.Л., Солодянкин А.А., Кац А.Д.); ГосДорНИИ (кандидаты техн. наук Коваль П.Н., Ковалев П.Н.);

**При участии:** Минстроя Украины (арх. Авдиенко А.П., к.т.н. Нечепорчук А.А., инж. Барзилович В.Д.); НИИ Проектреструкция (д-р экон. наук Онищук Г.И.; инж. Красовский Л.Т.); Крымской академии природоохранного и курортного строительства (д-р ф-м. наук, проф. Бугаевский Г.Н.; Панюков Э.Ф.); СКАД СОФТ (д-р техн. наук, проф. Перельмутер А.В.); Киевсоюздорпроекта (канд. техн. наук Фукс Г.Б.); Института гидромеханики НАНУ (д-р техн. наук, проф. Сеймов В.М.; кандидаты техн. наук Островерх Б.Н., Савицкий О.А.); Института строительной механики (д-ра техн. наук, проф. Баженов В.А., Лизунов П.П.; д-р техн. наук Фиалко С.Ю.); УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского (кандидаты техн. наук Кондра М.П., Лебедич И.М.; инж. Маньшин М.М.), КрымГИИНТИЗ (канд. техн. наук Кильвандер Э.Я.); Рабочей группы МНТКС СНГ: Россия (Айзенберг Я.М., Бронштейн В.И., Назаров Ю.П., Уломов В.И., Шестоперов Г.С); Азербайджан (Оруджев Ф.М.); Армения (Хачиян Э.Е.); Грузия (Габричидзе Г.К.); Казахстан (Ашимбаев М.У., Ицков И.Е); Молдова (Золотков А.С.), Узбекистан (Хакимов Ш.А.); Украина (Гудков Б.П., Немчинов Ю.И.)

Комплект карт общего сейсмического районирования ОСР-2004 – А0, А, В, С разработан Институтом геофизики НАН Украины и утверждён для внедрения в Государственные строительные 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.).

**СОГЛАСОВАНО:** Министерством охраны окружающей природной среды Украины (письмо №10061/21/1-5 от 21.10. 2005 г.)  
Государственным департаментом промышленной безопасности, охраны труда и горного надзора (письмо № 06-6а/5266 от 20.10.2005 г.)  
Государственным департаментом пожарной безопасности МЧС Украины (письмо № 21/3/732 от 03.03. 2006 г.)

**ВНЕСЕНЫ И ПОДГОТОВЛЕНЫ К УТВЕРЖДЕНИЮ:** Управлением технического регулирования в строительстве и Управлением архитектурно-конструктивных и инженерных систем зданий и сооружений

**УТВЕРЖДЕНЫ:** Приказом Минстроя Украины от 23.08.06 № 282

# ГОСУДАРСТВЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ УКРАИНЫ

**Защита от опасных геологических процессов, вредных эксплуатационных влияний, от пожара**

**ДБН В. 1.1-12:2006**

**Строительство в сейсмических районах Украины**

**Взамен СНиП II-7-81\***

Дата введения с 2007-01-02

Настоящие Нормы распространяются на проектирование, строительство, реконструкцию и восстановление железобетонных, металлических, каменных, деревянных конструкций зданий и сооружений, возводимых или расположенных на площадках с сейсмичностью 6 баллов и выше.

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

Требования настоящих Норм не распространяются на проектирование атомных станций.

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 утрате материальных и культурных ценностей.

При проектировании зданий и сооружений необходимо учитывать требования пожарной безопасности согласно ДБН В.1.1-7-2002.

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

## **1 ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ**

### **1.1 Сейсмическая опасность. Учет влияния грунтовых условий**

1.1.1 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, представленных Институтом геофизики НАН Украины и Крымским экспертным советом по оценке сейсмической опасности и прогнозу землетрясений (приложение Б).

Комплект включает карты:

- карты ОСР: А; В; С - для всей территории Украины в масштабе 1:2500000;
- детальные карты ОСР: АО; А; В; С для территорий АР Крым и Одесской области в масштабе 1:1000000 (врезки к картам ОСР-2004 территории Украины).

Указанная на картах сейсмическая интенсивность относится к участкам со средними по сейсмическим свойствам грунтами (II категории согласно таблице 1.1).

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

- карта ОСР-2004-А соответствует 10 %-й вероятности превышения расчетной сейсмической интенсивности в течение 50 лет и средним периодам повторения таких интенсивностей один раз в 500 лет. Карту следует применять для проектирования и строительства объектов и сооружений массового гражданского, промышленного назначения, различных жилых объектов в городской и сельской местности;
- карта ОСР-2004-В соответствует 5 %-й вероятности превышения расчетной сейсмической интенсивности в течение 50 лет и средним периодам повторения таких интенсивностей один раз в 1000 лет. Карту следует применять при проектировании и строительстве объектов и сооружений повышенного уровня ответственности, имеющих коэффициент надежности по

ответственности не менее 1,1 в соответствии с ГОСТ 27751-88, повреждения или разрушения которых при воздействии землетрясения может привести к чрезвычайной ситуации регионального уровня;

- карта ОСР-2004-С соответствует 1 %-й вероятности превышения расчетной интенсивности в течение 50 лет и средним периодам повторения таких интенсивностей один раз в 5000 лет. Карту следует применять при проектировании и строительстве особо ответственных объектов и сооружений, имеющих коэффициент надежности по ответственности не менее 1,2 в соответствии с ГОСТ 27751-88, повреждения или разрушения которых при воздействии землетрясения может привести к чрезвычайной ситуации государственного уровня;
- детальная карта ОСР-2004-А0 соответствует 39 %-й вероятности превышения расчетной сейсмической интенсивности землетрясения в течение 50 лет и средним периодам повторения таких интенсивностей один раз в 100 лет. Соответствующие карты следует применять при проектировании и строительстве только в АР Крым и Одесской области для малоответственных зданий и сооружений. Аналогичные объекты на других территориях Украины проектируются с использованием карты ОСР-А для территории Украины.

Определение перечня объектов, к которым применяются карты ОСР-2004-В и С, производится центральными органами исполнительной власти и органами самоуправления в пределах их компетенции в соответствии с действующим законодательством про объекты повышенной опасности.

Решение о выборе карты при проектировании конкретного объекта и отнесение объекта к конкретному уровню 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 2.4, принимается в зависимости от сочетаний для данного района расчетной сейсмической интенсивности по картам А и В по таблице 2.5.

1.1.2 Сейсмическую интенсивность площадки строительства следует определять с учетом результатов сейсмического микрорайонирования (СМР), выполняемого для районов с сейсмичностью 6 и более баллов в соответствии с составом работ, указанных в нормативных документах по инженерным изысканиям для строительства (для различных объектов сейсмического микрорайонирования). Скорость распространения сейсмических волн в грунте определяется аккредитованными лабораториями и специализированными организациями во время выполнения работ по СМР с учетом требований РСН 65-87.

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

1.1.3 При отсутствии карт сейсмического микрорайонирования для объектов массового гражданского, промышленного и сельского строительства допускается упрощенное определение сейсмичности площадки строительства на основе материалов инженерно-геологических изысканий согласно таблице 1.1.

Уменьшение сейсмичности площадки строительства, указанной на карте СМР, по материалам общих инженерно-геологических изысканий с применением таблицы 1.1 не допускается.

Уточнение сейсмичности площадок строительства, нормативная балльность которых определяется по картам В и С, выполняется на основе специальных исследований.

Таблица 1.1 - Сейсмичность площадки строительства в зависимости от категории грунтов

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Грунты	Сейсмичность площадки строительства при сейсмичности района, баллов				Скорости распространения сейсмических волн в грунте, $V_s$ , м/с
		6	7	8	9	
I	Скальные грунты всех видов неветрелые и слабоветрелые; крупнообломочные грунты плотные маловлажные из магматических пород, содержащие до 30 % песчано-глинистого заполнителя	5	6	7	8	$V_s > 800$
II	Скальные грунты ветрелые и сильноветрелые; крупнообломочные грунты за исключением отнесенных к I категории; пески гра-велистые, 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 IV	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	$200 < V_s < 500$
	Пески рыхлые водонасыщенные, склонные к разжижению; насыпные грунты; пльвуны, 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 грунтовых 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) при коэффициенте пористости <math>e \geq 0,9</math> - для глин и суглинков и <math>e \geq 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 микросейсмораионирования. В случае отсутствия данных микросейсмораионирования, допускается определять период собственных колебаний</p>						

1.1.4 Проектирование зданий и сооружений для строительства на площадках при наличии в основании сооружений просадочных грунтов следует осуществлять с учетом требований ДБН В.1.1-5-2000, 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, мощности просадочной толщи, прогноза замачивания грунтов оснований в пределах всей или части просадочной толщи и ожидаемой 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.

**1.1.5** На площадках, сейсмичность которых превышает 9 баллов, строительство в каждом конкретном случае допускается только при специальном обосновании по разрешению органа регулирования Украины по строительству.

**1.1.6** Без достаточного обоснования 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, карстом, горными выработками;
- с крутизной склонов более 15°;
- расположенные в зонах возможного прохождения селевых потоков;
- расположенные на цунамиопасных участках;
- сложенные грунтами IV категории по сейсмическим свойствам.

На площадках сейсмичностью 9 баллов с неблагоприятными грунтовыми условиями, а также на грунтах IV категории 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 устойчивости склонов.

## **1.2 Общие принципы проектирования сейсмостойких сооружений**

**1.2.1** Для зданий и сооружений высотой более 50 м, а также для других объектов повышенного уровня ответственности в соответствии с ГОСТ 27751 -88, при проектировании которых должны быть использованы коэффициенты надежности по ответственности  $\gamma_n > 1$ , следует применять требования настоящих Норм при сейсмичности площадки строительства 6 баллов и более с учетом положений п.п. 3.12.1-3.12.5.

**1.2.2** Новые конструктивные схемы зданий и сооружений в начале процесса проектирования подлежат обязательной экспертной проработке специалистами научно-исследовательских и проектных организаций, специализирующихся в области сейсмостойкого строительства.

**1.2.3** Здания и сооружения и отдельные их элементы должны также удовлетворять требованиям, содержащимся в других нормативных документах по строительству (если иное не оговорено в настоящих Нормах).

**1.2.4** Проектную документацию следует разрабатывать, исходя из сейсмической опасности площадки строительства, результатов расчетов, выполненных в соответствии с разделом 2, с учетом общих принципов проектирования и конструктивных требований разделов 3, 4, 5 и 6.

**1.2.5** 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;
- 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 металлических конструкций зданий и сооружений с учетом нелинейного

*С.5 ДБН В.1.1-12:2006*  
деформирования конструкций;

- предусматривать конструктивные мероприятия, обеспечивающие устойчивость и геометрическую неизменяемость конструкций при развитии в элементах и соединениях между ними неупругих деформаций, а также исключая возможность хрупкого их разрушения;
- располагать тяжелое оборудование на минимально возможном уровне по высоте здания.

1.2.6 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 проектных и научных организаций.

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

1.3.1 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 70 м и ответственных зданиях и сооружениях, а также на объектах экспериментального строительства.

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

1.3.2 Паспортизация объектов после завершения строительства, а также обследование и паспортизация существующих объектов должна выполняться в соответствии с действующими норма

тивными документами по оценке технического состояния и паспортизации промышленных и гражданских зданий (сооружений), эксплуатируемых в сейсмических районах. Паспорт должен содержать

обоснованные данные о применении карты ОСР-2004 с учетом ГОСТ 27751-88 (СТ СЭВ 384-87), ГОСТ 27.310-95 и требований действующего законодательства по объектам повышенной опасности.

1.3.3 Динамическая паспортизация зданий и сооружений, указанных в п.п. 1.3.1 и 1.3.2, 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 0,2 Гц до 40 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 категорий сооружений, указанных в п.п.1-4 таблицы 2.4, а также для корпусов ТЭЦ, центральных узлов доменных печей, резервуаров для нефти и нефтепродуктов, жилых и гражданских зданий более 16 этажей, а также гидротехнических сооружений в соответствии с требованиями НД 31.3.002-2003.

## **2 РАСЧЕТЫ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ**

### **2.1 Сочетания нагрузок**

2.1.1 При проектировании зданий и сооружений для строительства в сейсмически опасных районах, помимо расчетов на основное сочетание нагрузок, следует выполнять также расчеты на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий - проектных землетрясений (ПЗ) и



*С.7 ДБН В.1.1-12:2006*

максимальных расчетных землетрясений (МРЗ).

Сейсмические нагрузки, соответствующие ПЗ, должны использоваться при проектировании и строительстве зданий и сооружений массового гражданского, промышленного и сельского строи-

тельства с применением карт ОСР-А и В (для территории Украины) или детальных карт ОСР-А и В (для территорий АР Крым и Одесской области).

Сейсмические нагрузки, соответствующие МРЗ, должны использоваться при проектировании ответственных объектов (крупные гидротехнические сооружения, экологически опасные объекты и др.) с применением карты ОСР-С (для территории Украины) или детальной карты ОСР-С (для территории АР Крым и Одесской области).

При этом в особое сочетание нагрузок входят постоянные, возможные длительные и кратковременные нагрузки, сейсмические воздействия, а также воздействия, обусловленные деформациями основания при замачивании просадочных грунтов. В последнем случае особое сочетание представляет собой комбинацию сейсмической нагрузки, действующей в направлении, наиболее опасном для данной конструкции (или сооружения в целом), с возможными вариантами просадок под действием собственного веса грунтов.

При расчете зданий и сооружений (кроме транспортных и гидротехнических) на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий к расчетным значениям нагрузок вводятся коэффициенты сочетаний по таблице 2.1.

Таблица 2.1 — Значения коэффициентов сочетаний

Виды нагрузок	Значение коэффициента сочетаний, $\eta_c$
1 Постоянные для железобетонных, каменных и деревянных конструкций	0,9
2 То же для металлических конструкций	0,95
3 Временные длительные	0,8
4 Кратковременные (на перекрытия и покрытия)	0,5

2.1.2 При расчете на особое сочетание температурные климатические воздействия, ветровые нагрузки, динамические воздействия от оборудования и транспорта, тормозные и боковые усилия от движения кранов при этом 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 научных исследований.

Расчетную горизонтальную сейсмическую нагрузку от веса мостов и тележек кранов следует учитывать в направлении, перпендикулярном к оси подкрановых балок. Снижение крановых нагрузок, предусмотренное нормативными документами по нагрузкам и воздействиям, при этом не учитывается.

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

## 2.2 Методы расчетов и их применение

2.2.1 Расчеты сооружений на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий следует выполнять с использованием:

- спектрального метода (2.3.1 - 2.3.12);
- прямого динамического метода с применением инструментальных записей ускорений грунта при землетрясениях или стандартного набора синтезированных акселерограмм (2.4.1 - 2.4.12).

2.2.2 Применяемые методы расчета на сейсмические воздействия приведены в таблице 2.2. 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 невыгодное решение (при этом расчетные сейсмические нагрузки принимаются не ниже нагрузок, определенных по спектральному методу в соответствии с 2.3).

2.2.3 Для зданий и сооружений простой геометрической формы с симметричным и регулярным расположением масс и жесткостей (согласно п.1, а таблицы 2.2) расчетные сейсмические нагрузки

следует принимать действующими горизонтально в направлении, как правило, в направлении продольной и поперечной оси плана здания или сооружения. Действие сейсмических нагрузок в указанных направлениях следует принимать отдельно.

При расчете сооружений с несимметричным и нерегулярным расположением масс и жесткостей следует учитывать наиболее опасные для данной конструкции или ее элементов направления действия сейсмических нагрузок. В тех случаях, когда определение опасного направления действия сейсмической нагрузки вызывает затруднения, рекомендуется выполнять независимые расчеты конструкции при трех взаимно ортогональных направлениях действия сейсмических сил, а расчетные значения внутренних сил найти по рекомендациям 2.3.12.

Таблица 2.2 - Применяемые методы расчета

№ п/п	Метод расчета	Типы сооружений
1	а) Спектральный метод с применением упрощенных расчетных моделей сооружений с учетом поступательных колебаний согласно 2.3.1-2.3.10; б) Спектральный метод с учетом, помимо поступательных, крутильных сейсмических воздействий (сейсмического момента, неравномерного поля колебаний грунта) согласно 2.3.11-2.3.12	Здания и сооружения простой геометрической формы с симметричным и регулярным расположением масс и жесткостей, с наименьшим размером в плане не более 30 м Здания и сооружения несимметричные в плане или по высоте; Здания каркасные высотой более 50 м в районах сейсмичностью 6 баллов
2	Прямой динамический метод согласно пп. 2.4.1-2.4.10 (при этом расчетные сейсмические нагрузки и моменты принимаются не ниже нагрузок, определенных по спектральному методу, согласно п.1,б настоящей таблицы).	Здания и сооружения с принципиально новыми конструктивными решениями, не прошедшие экспериментальной проверки Объекты повышенного уровня ответственности в соответствии с ГОСТ 27751-88 при использовании коэффициентов надежности $\gamma_n > 1$ Здания и сооружения высотой более 50 м и сооружения с пролетами более 30 м Здания и сооружения, оснащенные системой сейсмо-изоляции и другими системами регулирования сейсмической реакции

2.2.4 Вертикальную составляющую сейсмического воздействия необходимо учитывать при расчете:

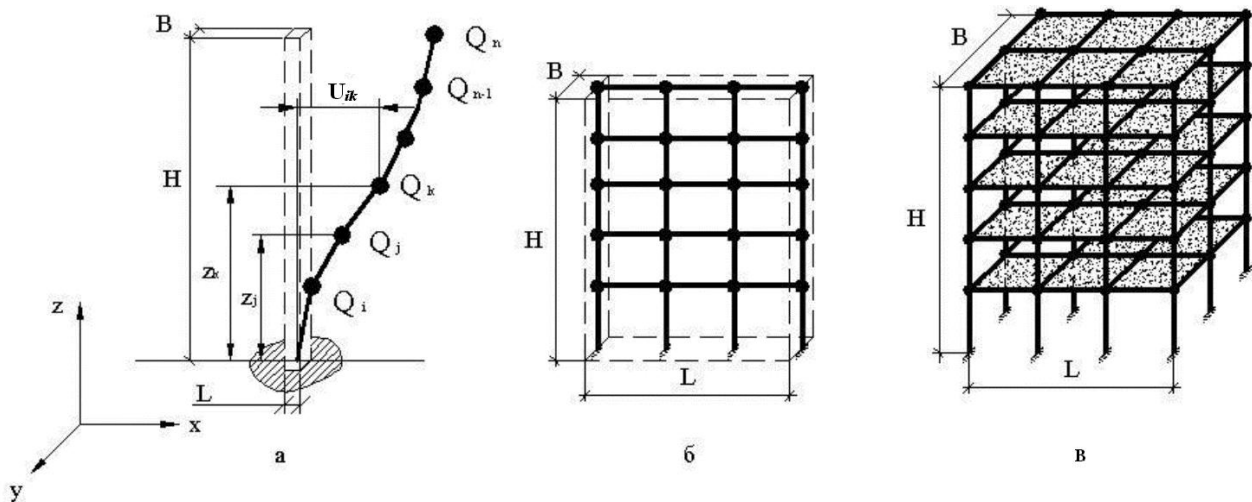
- горизонтальных и наклонных консольных конструкций;
- рам, арок, ферм *a* пространственных покрытий зданий и сооружений при пролетах: 24 м и более - для площадки сейсмичностью 7 баллов; 18 м и более - для площадки сейсмичностью 8 баллов; 12 м и более - для площадки сейсмичностью 9 баллов;
- прочности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

### 2.3 Спектральный метод расчета

2.3.1 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 2.1,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  $y$ ).

При ширине сооружения  $B$ , меньшей в три и более раз двух других его размеров ( $H$  и  $L$ ) допускается принимать расчетную схему (рисунок 2.1,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 2.1,в).



а - в виде многомассового консольного стержня; б - в виде многомассовой перекрестной системы; в - в виде пространственной динамической модели.

Рисунок 2.1 - Расчетные схемы зданий и сооружений

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:

$$S_{ki} = k_1 k_2 k_3 S_{0ki}, \quad (2.1)$$

где  $k_1$  - коэффициент, учитывающий неупругие деформации и локальные повреждения элементов здания, принимается по таблице 2.3;

$k_2$  - коэффициент ответственности сооружений, принимается по таблице 2.4;

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

$$k_3 = 1 + 0,06(n - 5), \quad (2.2)$$

где  $n$  - количество этажей в здании. Максимальное значение  $k_3$  принимается не более 2,0 (в том числе для рамных, рамно-связевых и связевых систем), а для стеновых и каркасно-стеновых конструктивных систем - не более 1,8;

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

$$S_{0ki} = Q_k a_0 k_{gp} i_{ki}, \quad (2.3)$$

где  $Q_k$  - нагрузка, отвечающая массе, принятой в качестве сосредоточенной в точке  $k$  и определяемая с учетом коэффициентов согласно 2.1.1.

$a_0$  - относительное ускорение грунта, которое принимается равным 0,05; 0,1; 0,2 и 0,4 соответственно для районов сейсмичностью 6, 7, 8 и 9 баллов; при использовании карт А и В - в зависимости от расчетных значений  $a_0$  согласно таблице 2.5;

- $k_{ep}$  - коэффициент, учитывающий нелинейное деформирование грунтов, вводится, если определение сейсмичности площадки выполнено на основе материалов инженерно-геологических изысканий согласно таблице 1.1, и принимается по таблице 2.6;
- $\beta_i$  - спектральный коэффициент динамичности, соответствующий  $i$ -ой форме собственных колебаний здания или сооружения, принимается согласно 2.3.2;
- $\eta_{ki}$  - коэффициент, зависящий от формы собственных колебаний здания или сооружения и от места расположения нагрузки (рисунок 2.1); определяется по формуле:

а) для консольной расчетной схемы:

$$k_{ki} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n Q_j U_i(z_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j U_i^2(z_j)}, \quad (2.4)$$

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:

$$k_{ki} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n Q_j U_i(z_j) \cos(U_{ki}, U_0)}{\sum_{j=1}^n Q_j U_i^2(z_j)}, \quad (2.5)$$

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

Таблица 2.3 - Коэффициент  $k_1$ , учитывающий неупругие деформации и локальные повреждения элементов здания

№ п/п	Конструктивные решения систем и несущих элементов	Значения $k_1$ при сейсмичности площадки, баллов		
		6	7-8	9
1	Сооружения, в которых повреждения или неупругие деформации не допускаются, а также при определении дополнительных моментов от вертикальных нагрузок (см. 2.3.6, 2.3.7)	1,0		
2	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
- на несущих опорах систем сейсмоизоляции*)		0,6	0,7	
3	Элементы зданий, рассчитываемые на "местные" сейсмические нагрузки (заполнение каркасов и перегородки при расчетах из плоскости, парапеты, козырьки)	0,4	0,5	0,55
4	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
*) При расчете вышележащих этажей значение $k_1$ принимается в соответствии с конструктивными решениями этих этажей.				

Таблица 2.4 — Коэффициент ответственности сооружений

№ п/п	Характеристика сооружений	Значения $k_2$
1	Особо ответственные и уникальные сооружения, в том числе производственные корпуса, складские здания 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, функционирование 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, банки, государственные и местные административные органы 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 искусственных сооружений 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 влияния 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
9	Здания и сооружения, разрушение 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, предприятия торговли и бытового обслуживания со сроком службы не более 20 лет, небольшие мастерские, временные здания и сооружения, торговые павильоны и др.)	0,5
<p><b>Примечание 1.</b> Объекты по п.1 утверждаются регулирующими органами страны.</p> <p><b>Примечание 2.</b> При промежуточных значениях <math>h/b</math> значение принимается по интерполяции.</p> <p><b>Примечание 3.</b> Коэффициент <math>k_2</math> должен приниматься только один раз для зданий, указанных в пп. 3, 4, 5.</p> <p><b>Примечание 4.</b> При использовании карты А0 для малоответственных зданий и сооружений (п. 8) значение коэффициента <math>k_2</math> принимается равным 1,0.</p>		

Таблица 2.5 - Значения 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 MSK-64		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

Таблица 2.6 - Значения коэффициента  $k_{cp}$ , 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			

2.3.2 Значения спектрального коэффициента динамичности  $\beta_i$ , зависящие от категории грунта по сейсмическим свойствам (таблица 1.1) и от периода  $i$ -го тона собственных колебаний сооружения, определяются по графикам (рисунок 2.2) или по таблице 2.7.

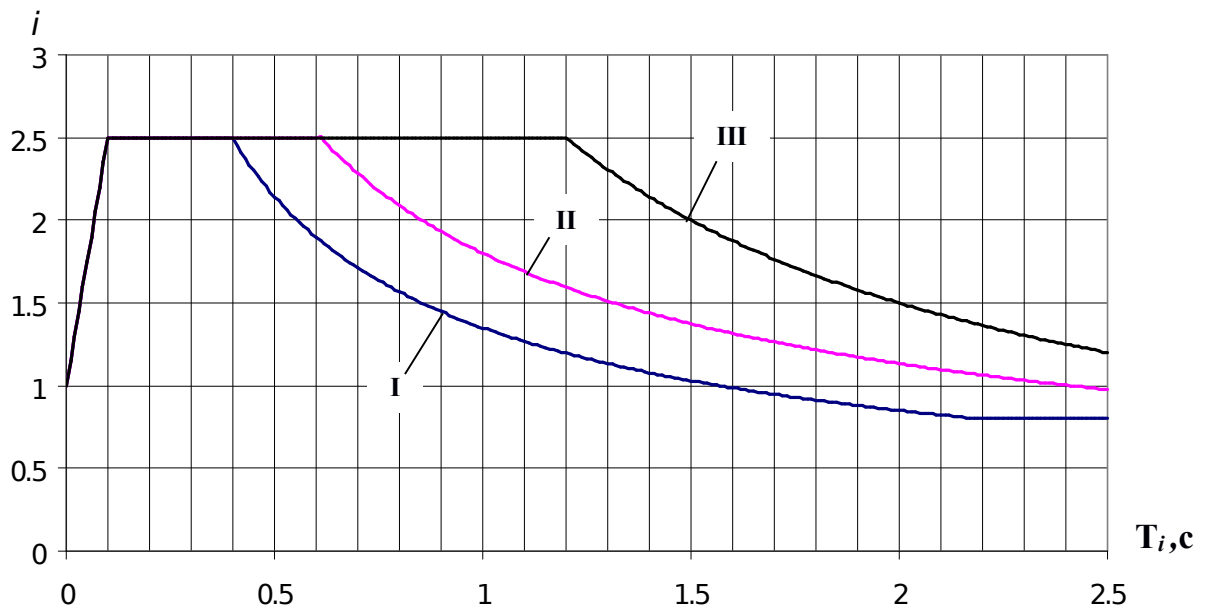


Рисунок 2.2 - Значения спектрального коэффициента динамичности  $\beta_i$ , в зависимости от категории (I-III) грунта по сейсмическим свойствам

Таблица 2.7 - Значения коэффициента  $\beta_i$ ,

Категория грунтов по сейсмическим свойствам	Участок графика $\beta_i$ , при значении $T_i$	Значения $\beta_i$ или формула для вычисления $\beta_i (T_i)$
I	При $T_i \leq 0,1$ с	$1+15 T_i$
	При $0,1с < T_i \leq 0,4$ с	2,5
	При $T_i > 0,4$ с	$1,35/T_i^{2/3}$
II	При $T_i \leq 0,1$ с	$1+15 T_i$
	При $0,1с < T_i \leq 0,6$ с	2,5
	При $T_i > 0,6$ с	$1,8/T_i^{2/3}$
III	При $T_i \leq 0,1$ с	$1+15 T_i$
	При $0,1с < T_i \leq 1,2$ с	2,5
	При $T_i > 1,2$ 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.		

2.3.3 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

*С.14 ДБН В.1.1-12:2006*

значения коэффициента  $k_2$  следует принимать по таблице 2.4.



**2.3.4** Вертикальную сейсмическую нагрузку в случаях, предусмотренных п.2.2.4, следует определять по формулам (2.1), (2.2) и (2.3), при этом, значения относительных ускорений грунта  $a_0$  следует принимать с множителем 0,7. При расчете зданий на стойкость против опрокидывания или скольжения, а также при расчете конструкций на прочность и деформативность вертикальные сейсмические нагрузки необходимо определять при значении коэффициента  $k_l = 0,5$ .

**2.3.5** 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.

**2.3.6** При расчете зданий высотой 70 м и более следует учитывать дополнительный момент от вертикальных нагрузок (статической и сейсмической) вследствие перемещений  $X_k$ , возникающих в результате деформаций сооружения и основания при сейсмических воздействиях, и которые определяются при расчете системы здание-основание. Жесткостные и демпфирующие характеристики необходимо определять согласно 2.4.12.

**2.3.7** Перемещения (прогибы)  $U_k$  и перекосы этажей (отношение разности горизонтальных перемещений верха и низа  $k$ -го этажа к его высоте)  $k \frac{(U_k - U_{k-1})}{H_{эт}}$  определяются от действия сейсмических нагрузок  $S_{ki}$  по п.2.3.1.

Допустимые значения перекосов этажей следует принимать по таблице 2.8.

Таблица 2.8 - Допустимые значения перекосов этажей

Несущие конструкции здания	Допустимое значение перекоса этажей $\Delta_k$
Здания со стальным каркасом	1/150
Здания с железобетонным каркасом без вертикальных диафрагм или ядер жесткости	1/150
Здания с железобетонным каркасом с вертикальными диафрагмами или ядрами жесткости	1/250
Здания со стенами из монолитного железобетона и из крупных железобетонных панелей и из крупных блоков	1/350
Здания со стенами из каменной или кирпичной кладки, каркасно-каменные здания	1/400

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

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}, \quad (2.6)$$

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.

**2.3.9** Если значения периодов  $i$ -го и  $(i+1)$ -го тонов собственных колебаний здания (сооружения) отличаются менее чем на 10 %, то вместо формулы (2.6) необходимо применять формулу (2.7), позволяющую учитывать взаимную корреляцию обобщенных координат:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2 + 2 \sum_{i=1}^{n-1} N_i N_{i+1} \rho_i}, \quad (2.7)$$

*С.16 ДБН В.1.1-12:2006*

где значения коэффициента  $\rho_i$ , определяются по таблице 2.9 в зависимости от соотношения периодов собственных колебаний сооружения по  $i$ -ой и  $(i+1)$ -ой формам  $T_{i+1}/T_i$ .

Таблица 2.9 - Значения коэффициентов корреляции

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

2.3.10 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:

$$M_{is} = \frac{1}{2} \frac{\sum_{j=1}^n Q_j U_{ij} \cos(U_{ij}, I_s)}{\sum_{j=1}^n Q_j \cos(U_{ij}, I_s)}, \quad (2.8)$$

где  $\sum_{j=1}^n Q_j U_{ij}^2$ ;

$\cos(U_{ij}, I_s)$  - косинус угла между перемещением  $U_{ij}$   $j$ -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 при определении сейсмических нагрузок необходимо принимать из условия, чтобы сумма модальных масс была не менее 85 % полной суммы модальных масс при колебаниях здания в горизонтальном направлении и не менее 75 % этой суммы при колебаниях в вертикальном направлении.

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

$$N = \sqrt{N_x^2 + N_y^2 + N_z^2}, \quad (2.9)$$

где  $N_x, N_y, N_z$  — значения соответствующего параметра при сейсмическом воздействии по оси x, y, z.

Для зданий с равномерным распределением жесткостей и масс по высоте при расчетах на основе консольной схемы (рисунок 2.1,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.

2.3.11 Для зданий и сооружений, имеющих неравномерное распределение жесткостей и масс в плане здания и по высоте, сейсмические нагрузки следует определять по пространственной динамической модели (рисунок 2.1, в и приложения В и Г).

2.3.12 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  $M_k^{kp}$  на уровне  $k$ -го этажа допускается определять по формуле:

$$M_k^{kp} = P_k e_k e, \quad (2.10)$$

где  $P_k$  - значения горизонтальных инерционных сил на уровне  $k$ -то 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 к действию силы  $S_{ki}$ ;

$e$  - дополнительный расчетный эксцентриситет от вращательного движения грунта.

Значение  $e$  принимается равным  $0,02B$ ;  $0,05B$ ;  $0,06B$  при грунтах I, II и III категорий соответственно.

Определение расчетного сейсмического момента может быть выполнено по другой обоснованной методике, согласованной со специализированными научными организациями.

## 2.4 Прямой динамический метод расчета с применением расчетных сейсмических воздействий как функций времени

2.4.1 Прямые динамические расчеты зданий и сооружений следует выполнять с использованием расчетных акселерограмм  $a_i(t) = A_i y_i(t)$ , где  $i$  - номер составляющей вектора колебаний;  $A_i$  - максимальное значение амплитуды ускорений;  $y_i(t)$  - нормированная на единицу функция, описывающая колебание грунта во времени.

**Примечание:** Величина ускорения колебаний  $A_0$  на максимальной горизонтальной составляющей вектора сейсмических движений в точке  $O$ , находящейся в сейсмической зоне с интенсивностью  $I$  на соответствующей карте общего сейсмического районирования, рассчитывается с помощью формулы:

$$A_0 = A_{i_{\max}} 2^{I-7} \frac{d}{D} \quad (2.11)$$

где  $d$  - расстояние от точки  $O$  до середины отрезка прямой, проведенной через эту точку так, чтобы длина отрезка  $D$ , отсекаемого ограничивающими зону изосейстами, была минимальной. Значение  $d$  - положительно, если точка  $O$  расположена, относительно середины отрезка в сторону возрастания сейсмической балльности, и отрицательно - в сторону уменьшения;  $\Delta I$  - приращение сейсмической балльности за счет влияния местных грунтовых условий площадки, полученное при проведении ее сейсмического микрорайонирования.

2.4.2 При проектировании особо важных объектов (перечень объектов утверждается регулирующими органами страны) и объектов повышенной опасности (определяется Законом Украины

"Об объектах повышенной опасности" 18.01.2001 г. № 2245-III) в прямых динамических расчетах следует использовать расчетные акселерограммы, построенные для заданной вероятности превышения максимальных сейсмических воздействий, соответствующей карте ОСР. 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. Величины  $A_i$  в этом случае определяются с помощью работ по уточнению сейсмической опасности площадки.

2.4.3 При проектировании нетиповых и ответственных зданий и сооружений в прямых динамических расчетах допускается использование синтезированных расчетных акселерограмм, построенных с учетом условий площадки и ее положения, относительно опасных сейсмогенных зон. При отсутствии инструментальных записей для генерации расчетных акселерограмм могут использоваться расчетные методы и данные о приращении сейсмической балльности за счет влияния местных грунтовых условий площадки -  $\Delta I$ , полученные при проведении ее сейсмического микрорайонирования.

**Примечание:** Если сейсмическое микрорайонирование площадки не проводилось, ускорение  $A_0$  необходимо определять с учетом возможного изменения сейсмичности площадки за счет влияния местных грунтовых условий согласно 1.1.3.

2.4.4 При проектировании зданий и сооружений, не привязанных к конкретной площадке, в прямых динамических расчетах рекомендуется использовать пакет трехкомпонентных синтезированных акселерограмм, приведенных в таблице 2.10, которые были построены на основе записей колебаний грунтов, зарегистрированных в разных регионах Украины с помощью цифровых сейсмостанций.

Амплитуды синтезированных акселерограмм 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.

2.4.5 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.

2.4.6 При проведении прямых динамических расчетов с использованием набора синтезированных акселерограмм по таблице 2.10 необходимо принимать в качестве расчетных

*С.19 ДБН В.1.1-12:2006*

акселерограммы, преобладающие периоды которых близки к периодам собственных колебаний здания  
по  
первой форме.

Таблица 2.10 - Рекомендуемые трехкомпонентные синтезированные акселерограммы

Шифр акселерограммы	Диапазон преобладающих периодов $T_{гр}$ , с
Vb1r	0,1-0,3
Vb1t	0,1-0,3
Vb1z	0,1-0,3
Vb2r	0,2-0,4
Vb2t	0,3-0,5
Vb2z	0,3-0,9
Vb3r	0,4-0,7
Vb3t	0,4-0,7
Vb3z	0,2-0,4
Vb4r	0,2-0,3
Vb4t	0,6-0,9
Vb4z	0,7-0,9
Vb5r	0,3-0,7
Vb5t	0,2-0,7
Vb5z	0,6-0,8
Vb6r	0,9-1,5
Vb6t	0,5-1,4
Vb6z	0,5-0,9
Vb7r	1,0-1,7
Vb7t	1,0-1,7
Vb7z	1,0-1,7
Vb8r	1,1-2,0
Vb8t	1,1-2,0
Vb8z	0,4-1,0

**Приложение 1.** r, t, z - соответственно компоненты горизонтальная радиальная (направление площадка -очаг землетрясения), горизонтальная тангенциальная (перпендикулярная к радиальной) и вертикальная.

**Примечание 2.** Набор акселерограмм с указанием их основных параметров (длительность, шаг дискретизации и др.) прилагается на электронном носителе.

2.4.7 Значения сейсмических нагрузок, перемещений и деформаций конструкций следует определять с учетом особенностей нелинейного деформирования конструкций.

2.4.8 При раздельном использовании в расчетах зданий и сооружений на действие горизонтальных и вертикальных компонент акселерограмм следует принимать наиболее опасные направления сейсмических воздействий.

2.4.9 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, имеющих лицензию на выполнение такого вида работ.

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

Выполнение указанных расчетов допускается проводить с использованием в основании

*С.21 ДБН В.1.1-12:2006*

сооружений воздействий в виде синтезированных акселерограмм, рекомендуемых в таблице 2.10.

2.4.11 Расчет спектров ответа осцилляторов следует выполнять с шагом по частоте, приведенным в таблице 2.11. За расчетное значение спектра ответа осциллятора необходимо принимать максимальное значение его ускорения из всего временного интервала действия поэтажной акселерограммы.

Таблица 2.11 - 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 надстроенных этажей.

2.4.12 При прямых динамических расчетах системы основание - фундамент - сооружение 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 2.02.05-87 "Фундаменты машин с динамическими нагрузками". При этом относительное демпфирование основания следует принимать не более 10 % от критического затухания колебаний (логарифмический декремент колебаний  $\delta \leq 0,6$ ).

## 2.5 Расчеты элементов конструкций

2.5.1 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 расчет по второй группе предельных состояний.

Расчеты металлических конструкций зданий и сооружений следует выполнять с учетом нелинейного деформирования материала.

2.5.2 Для железобетонных и каменных несущих элементов следует ограничивать допускаемые значения параметра  $\gamma$  (таблица 2.12).

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

$$\frac{P}{R_p} \quad , \quad (2.12)$$

где  $\Sigma P$  - расчетная суммарная статическая нагрузка от собственного веса и других вертикальных нагрузок, включая сейсмическую, действующих в наиболее нагруженном сечении несущих конструктивных элементов здания.

$R_p$  - расчетная несущая способность конструктивных элементов здания, несущих вертикальные нагрузки в том же сечении, где определялась  $\Sigma P$ .

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

$$\frac{Q}{R_Q} \quad , \quad (2.13)$$



де  $\Sigma Q$  - расчетная суммарная горизонтальная нагрузка, включая сейсмическую, действующая в наиболее нагруженном сечении несущих конструктивных элементов здания;

$R_Q$  - расчетная несущая способность конструктивных элементов здания, воспринимающих горизонтальные нагрузки в том же сечении, где определялась  $\Sigma Q$ .

Таблица 2.12 - Предельные допускаемые значения параметра  $\gamma$  для железобетонных и каменных несущих конструкций в зависимости от интенсивности землетрясений в баллах

Баллы шкалы MSK-64	Значение параметра $\gamma$
6	0,95
7	0,8
8	0,7
9	0,6

2.5.3 При расчете элементов конструкций на прочность и устойчивость, помимо коэффициентов условий работы, принимаемых в соответствии с другими нормами, следует вводить дополнительные коэффициенты  $m$ , учитывающие повышение механических свойств материалов при высоких скоростях нагружения и определяемые согласно таблице 2.13.

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

Таблица 2.13 - Значения коэффициентов  $m$

Характеристика конструкций и соединений	Значение $m$
<b>При расчетах на прочность</b>	
1. Стальные и деревянные конструкции	1,3
2. Железобетонные со стержневой и проволочной арматурой (кроме проверки прочности наклонных сечений):	
а) из тяжелого бетона с арматурой классов А-I, А-II, А-III, Вр-I, А240С, А300С, А400С, А500С;	1,2
б) то же с арматурой других классов;	1,1
в) из легкого бетона;	1,1
г) из ячеистого бетона с арматурой всех классов	1,0
3. Железобетонные, проверяемые по прочности наклонных сечений:	
а) колонны многоэтажных зданий;	0,9
б) прочие элементы	1,0
4. Каменные, армокаменные и бетонные конструкции:	
а) при расчете на внецентренное сжатие;	1,2
б) при расчете на сдвиг и растяжение	1,0
5. Сварные соединения	1,0
6. Болтовые и заклепочные соединения	1,1
<b>При расчетах на устойчивость</b>	
7. Стальные элементы гибкостью свыше 100	1,0
8. То же с гибкостью до 20	1,2
9. 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 особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий.	

### 3 ЖИЛЫЕ, ОБЩЕСТВЕННЫЕ, ПРОИЗВОДСТВЕННЫЕ ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

#### 3.1 Общие положения

3.1.1 Объемно-планировочные и конструктивные решения зданий и сооружений следует принимать с учетом указаний раздела 1. Этажность (высота) зданий не должна превышать значений, указанных в таблице 3.1.

Высота дошкольных детских учреждений не должна превышать двух этажей, школьных учреждений и больниц - трех этажей. Хирургические и реанимационные отделения в больницах следует размещать на нижних двух этажах.

Таблица 3.1 - Этажность жилых, общественных и промышленных зданий в зависимости от сейсмичности площадки

№ п/п	Несущие конструкции здания	Количество надземных этажей при расчетной сейсмичности площадки (баллов)			
		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;	нс	16	12	9
	- рамный с диафрагмами из штучной кладки;	нс	9	7	5
	- рамный без диафрагм;;	12	7	5	3
	- безригельный с железобетонными диафрагмами или ядрами жесткости;	16	12	9	7
	- безригельный без диафрагм	7	4	3	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;	9	5	4	2
	- двухрядной разрезки, усиленные сплошным вертикальным армированием	нс	9	7	4
7	Стены комплексной конструкции из кирпича, природного камня и мелкоштучных стеновых бетонных изделий	12	5	4	3
8	Стены из кирпича, природного камня и мелкоштучных стеновых бетонных изделий	9	4	3	1
9	Стены комплексной конструкции из мелких стеновых блоков из ячеистых бетонов	4	2	2	1
10	Стены деревянные щитовые, бревенчатые, брусчатые	нс	3	2	1
<p><b>Примечание 1.</b> Требования к строительству в 6-балльных зонах см. 3.12.1 - 3.12.5.</p> <p><b>Примечание 2.</b> Высота этажа многоэтажных зданий принята не более 4 м для жилых и общественных зданий и 6 м - для промышленных.</p> <p><b>Примечание 3.</b> "нс" в таблице обозначают, что конструкции здания проектируются по требованиям для несейсмических районов.</p> <p><b>Примечание 4.</b> В число надземных этажей учитывается этаж, более половины высоты которого находится выше планировочной отметки земли, примыкающей к зданию.</p> <p><b>Примечание 5.</b> Количество этажей в зданиях с каменными стенами (поз. 8 и 9) при гарантированном нормальном сцеплении в кладке <math>R_{л} \geq 180</math> кПа (<math>1,8</math> кг/см<sup>2</sup>) может быть увеличено в районах сейсмичностью 7 и 8 баллов на один этаж.</p> <p><b>Примечание 6.</b> Проектирование зданий этажностью более чем указано в таблице допускается на основании обоснования, согласованного с регулирующими органами Украины по строительству, как для объектов экспериментального строительства.</p> <p><b>Примечание 7.</b> По поз. 9 необходимо применять блоки марки по плотности не ниже D600 и по прочности на сжатие класса не менее B2,5.</p>					

3.1.2 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.

3.1.3 В зданиях с несущими стенами, кроме наружных продольных стен, должно быть не менее одной внутренней продольной стены.

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

Перекрытия в зданиях следует располагать на одном уровне.

3.1.5 Здания следует разделять антисейсмическими швами на отсеки, если:

- их объемно-планировочные и конструктивные решения не соответствуют требованиям 3.1.2, 3.1.4 настоящих Норм;
- отдельные объемы зданий 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.

3.1.6 Антисейсмические швы должны разделять здание по всей высоте.

Допускается на участках с сейсмичностью 7 и 8 баллов, а также 9 баллов (при грунтах I и II категорий по сейсмическим свойствам) не устраивать швов в фундаментах, за исключением случаев, когда антисейсмический шов совпадает с осадочным.

Температурные и осадочные швы следует выполнять как антисейсмические.

3.1.7 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 и не меньше минимальной, которую для зданий высотой до 5 м следует принимать равной 30 мм и увеличивать на 20 мм на каждые 5 м высоты.

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

3.1.8 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.

3.1.9 Лестничные клетки и лифтовые шахты каркасных зданий с заполнением, не участвующим в работе, следует устраивать в виде ядер жесткости, воспринимающих сейсмическую нагрузку, или в виде встроенных конструкций с поэтажной разрезкой, не влияющих на жесткость каркаса, а для зданий высотой до 5 этажей при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов их допускается устраивать в пределах плана здания в виде конструкций, отделенных от каркаса здания.

3.1.10 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.

**3.1.11** 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.

**3.1.12** 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.

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

## **3.2 Основания и фундаменты**

**3.2.1** Проектирование фундаментов зданий следует выполнять в соответствии с требованиями нормативных документов по основаниям зданий и сооружений и свайным фундаментам.

Глубину заложения фундаментов рекомендуется увеличивать путем устройства подвальных этажей.

**3.2.2** Фундаменты зданий высотой более 16 этажей на нескальных грунтах следует, как правило, принимать свайными или в виде сплошной фундаментной плиты с заглублением подошвы относительно отметки отмотки не менее чем на 3,0 м.

**3.2.3** Фундаменты зданий, возводимых на нескальных грунтах, должны, как правило, устраиваться на одном уровне. 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 12 этажей устройство подвала под всем зданием обязательно.

**3.2.4** При строительстве на нескальных грунтах по верху сборных ленточных фундаментов следует укладывать слой раствора марки 100 толщиной не менее 40 мм и продольную арматуру диаметром 10 мм в количестве три и четыре стержня при сейсмичности 7 и 8 баллов соответственно. Продольные стержни должны быть соединены поперечными с шагом 300-400 мм. В случае

выполнения стен подвала из сборных панелей или монолитными, конструктивно связанными с ленточными фундаментами, укладка армированного слоя раствора не требуется.

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

**3.2.5** 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 раствор марки не ниже 50.

В зданиях при расчетной сейсмичности 9 баллов стены подвалов должны предусматриваться, как правило, монолитными или сборно-монолитными.

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

**3.2.6** Горизонтальные гидроизоляционные слои в стенах зданий следует выполнять из цементного раствора.

**3.2.7** Фундаменты и стены подвалов из бутобетона допускаются в зданиях до пяти этажей при

*С.27 ДБН В.1.1-12:2006*

расчетной сейсмичности 7-8 баллов. Количество бутового камня марки не ниже 200 не должно превышать 25 % общего объема фундаментов и стен, класс бетона - по расчету, но не ниже В7,5.

### 3.3 Перекрытия и покрытия

3.3.1 Перекрытия и покрытия следует выполнять в виде жестких горизонтальных дисков, на дежно соединенных с вертикальными конструкциями здания и обеспечивающих их совместную работу при сейсмических воздействиях.

3.3.2 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.

3.3.3 Длина участка опирания плит перекрытий и покрытий на несущие конструкции при нимается не менее, мм:

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

3.3.4 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 В15 толщиной не менее 40 мм.

3.3.5 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.

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

3.3.7 Междуэтажные перекрытия в зданиях с металлическими 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.

3.3.8 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.

3.3.9 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

*С.29 ДБН В.1.1-12:2006*

скреплять заклепками, шаг которых не должен превышать 250 мм.

### 3.4 Перегородки, балконы, эркеры, архитектурные элементы здания

3.4.1 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.

3.4.2 Перегородки должны быть прикреплены к вертикальным конструкциям зданий, 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 несущих конструкций 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.

3.4.3 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 не менее  $R_{н} \geq 60$  кПа (0,6 кг/см<sup>2</sup>).

3.4.4 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 менее 60 кПа (0,6 кг/см<sup>2</sup>), следует усиливать армированием в наружных слоях штукатурки и введением дополнительных вертикальных и горизонтальных элементов усиления, соединенных с несущими конструкциями здания.

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

3.4.6 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.

3.4.7 Между стенами шахты лифтов, не являющимися ядрами жесткости, и несущими конструкциями зданий должны предусматриваться деформационные швы шириной не менее удвоенного горизонтального перемещения здания и не менее 80 мм.

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

3.4.9 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.

3.4.10 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.

### 3.5 Особенности проектирования железобетонных конструкций

3.5.1 При расчете прочности нормальных сечений изгибаемых и внецентренно сжатых элементов



*С.31 ДБН В.1.1-12:2006*

предельную характеристику сжатой зоны бетона  $\xi_R$  следует принимать согласно СНиП 2.03.01-84\* с коэффициентом 0,85.

3.5.2 Во внецентренно сжатых элементах, кроме колонн многоэтажных зданий, а также в сжатой зоне изгибаемых элементов при расчетной сейсмичности 8 и более баллов хомуты должны ставиться по расчету и на расстояниях:

- при  $R_{sc} \leq 400$  МПа (4000 кг/см<sup>2</sup>) - не более 400 мм и не более  $12d$  при вязаных каркасах и не более  $15d$  - при сварных;
- при  $R_{sc} \leq 450$  МПа (4500 кг/см<sup>2</sup>) - не более 300 мм и не более  $10d$  при вязаных каркасах, и не более  $12d$  - при сварных, где  $d$ — 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  $8d$  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  $6d$  хомута.

3.5.3 В предварительно напряженных конструкциях, подлежащих расчету на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмического воздействия, усилия, определяемые из условий прочности сечений, должны превышать усилия, воспринимаемые сечениями при образовании трещин, не менее чем на 25 %.

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

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

3.5.6 В предварительно напряженных конструкциях с натяжением арматуры на бетон напрягаемую арматуру следует располагать в закрытых каналах, замоноличиваемых в дальнейшем бетоном или раствором.

### 3.6 Каркасные здания

3.6.1 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 стальных рам (стоек). При этом должны выполняться требования, установленные для каменных зданий. Высота таких зданий не должна превышать 7 м.

3.6.2 В одноэтажных каркасных зданиях может применяться каркас со стойками, защемленными 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.

3.6.3 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.

3.6.4. В качестве ограждающих стеновых конструкций следует, как правило, применять легкие навесные панели. Допускается устройство кирпичного и каменного заполнения, удовлетворяющего требованиям 3.10.3 и 3.10.4.

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

3.6.5 Самонесущие 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 самонесущие стены следует выполнять каркасно-каменными.

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

3.6.6 Заполнение, участвующее в работе каркаса, рассчитывается и конструируется как диафрагмы. Ненесущее заполнение отделяется от элементов каркаса антисейсмическими швами.

3.6.7 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.

3.6.8 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.

3.6.9 В колоннах рамных каркасов многоэтажных зданий при сейсмичности 8 и 9 баллов шаг хомутов не должен превышать  $1/2$  и не более 300 мм, где  $h$  - наименьший размер стороны колонны прямоугольного или таврового сечения. Диаметр хомутов следует принимать не менее 8 мм.

3.6.10 Толщину плит перекрытий безригельного каркаса следует принимать не менее 200 мм, класс бетона - не менее В20.

3.6.11 Соединение рабочей продольной арматуры в монолитных элементах должно выполняться:

- а) в колоннах и ригелях каркасных зданий - на сварке. В 6- и 7-балльных зонах при диаметре продольной арматуры до 22 мм допускается соединение внахлестку без сварки, но при этом длина перепуска арматуры должна быть на 25 % больше значений, приведенных 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.

3.6.12 Стальные колонны многоэтажных каркасов рамного типа следует проектировать замкнутого (коробчатого или круглого) сечения, равноустойчивого относительно главных осей инерции,

а колонны рамно-связевых каркасов - двутаврового, крестового или замкнутого сечений.

Ригели стальных каркасов следует проектировать из прокатных или сварных двутавров, в том числе с гофрированной стенкой.

3.6.13 Стыки колонн следует относить от узлов рам и устраивать в зоне действия наименьших изгибающих моментов.

В колоннах рамных каркасов на уровне поясов ригелей должны быть установлены поперечные ребра жесткости.

С целью снижения напряжений в сварных соединениях ригелей со стойками, опорные сечения ригелей следует развивать за счет увеличения ширины полок или устройства вутов. Стыки ригелей со

*С.34 ДБН В.1.1-12:2006*

стойками допускается выполнять на высокопрочных болтах.

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

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

3.7.1 Монолитные здания следует проектировать, как правило, в виде перекрестно-стеновой системы с несущими (в основном из тяжелого бетона) или ненесущими внешними стенами.

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

3.7.2 Внутренние поперечные и продольные стены должны соединять между собой внешние продольные и поперечные стены соответственно и не иметь разрывов и 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, 2м- при 9 баллах.

3.7.3 Перекрытия могут предусматриваться монолитными, сборными и сборно-монолитными.

3.7.4 Стены лоджий должны выполняться как продолжение наружных стен.

3.7.5 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.

3.7.6 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>.

3.7.7 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.

3.7.8 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.

3.7.9 Перемычки следует армировать пространственными каркасами и заводить их 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.

3.7.10 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 п.м шва в зданиях до пяти этажей на 7- и 8-балльных территориях и не менее 1 см<sup>2</sup> на 1 п.м шва в остальных случаях.

### **3.8 Крупнопанельные здания**

3.8.1 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 м.

*С.36 ДБН В.1.1-12:2006*

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.

3.8.2 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.

3.8.3 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 с замоноличиванием 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.

3.8.4 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.

3.8.5 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 п.м шва, для зданий, строящихся в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов.

3.8.6 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.

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

3.9.1 Стеновые блоки могут быть выполнены из бетонов, в том числе легких, а также 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 кг/см<sup>2</sup>). При проектировании и строительстве зданий из блоков пильного известняка необходимо руководствоваться требованиями ДБН В.1.1-1-94.

3.9.2 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 разрезов, соединяемых между собой с помощью сварки закладных деталей или арматурных выпусков;
  - в) двухрядной разрезов, усиленных вертикальным ненапрягаемым или напрягаемым армированием;
  - г) многорядной разрезов, усиленные вертикальными железобетонными включениями.
- Расстояние между поперечными стенами следует принимать по таблице 3.2.

Таблица 3.2 - Значения предельных размеров элементов зданий в зависимости от расчетной сейсмичности

№ п/п	Параметры конструкций	Предельные размеры, м, при расчетной сейсмичности, баллов			
		6	7	8	9
1	Ширина простенков, не менее:				
	- в зданиях каменной и комплексной конструкций;	0,64	0,77	1,16	1,55
	- в каркасно-каменных зданиях	0,64	0,77	0,9	1,16
2	Ширина проемов, не более:				
	- в зданиях каменной и комплексной конструкций;	3,5	3,0	2,5	2,0
	- в каркасно-каменных зданиях	4,0	3,5	3,0	2,0
3	Отношение ширины простенка к ширине проема, не менее	0,3	0,35	0,5	0,8
4	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	6,0	6,0	6,0	4,0
5	Расстояние между осями поперечных стен или заменяющих их рам (проверяется расчетом), не более	20	15	12	9
<p><b>Примечание 1.</b> Ширину угловых простенков следует принимать на 25 см больше указанной в таблице.</p> <p><b>Примечание 2.</b> Простенки меньшей ширины и проемы большей ширины необходимо усиливать железобетонным обрамлением.</p> <p><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.</p>					

3.9.3 Стеновые блоки должны быть армированы пространственными каркасами. Неармированные блоки допускаются в районах сейсмичностью 7 баллов в зданиях высотой до трех этажей, а 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.

3.9.4 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.

3.9.5 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.

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

3.9.7 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.

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

Пазы в блоках в местах установки вертикальной арматуры должны замоноличиваться бетоном на мелком щебне класса не менее В15 с вибрированием.



3.9.9 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 растворами.

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

### 3.10 Здания со стенами из кирпича или каменной кладки

3.10.1 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 усиление 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.

3.10.2 Для кладки стен разрешается применять:

- а) при сейсмичности 6, 7 и 8 баллов - кирпич полнотелый или пустотелый марки не ниже 75, 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, полнотелые и пустотелые блоки из бетона (в том числе из бетона плотностью не менее  $1200 \text{ кг/м}^3$ ) марки 50 и выше;
- в) камни и блоки правильной формы из ракушечников или известняков марки не ниже 35 или туфов (кроме фельзитового) и других природных материалов марки 50 и выше;
- г) растворы марки не ниже 50 на основе цемента с пластификаторами и (или) специальными добавками, повышающими сцепление раствора с кирпичом или камнем.

3.10.3 Каменная кладка должна иметь временное сопротивление осевому растяжению по неперевязанным швам (нормальное сцепление) не ниже  $R_{nt} \geq 120 \text{ кПа}$  ( $1,2 \text{ кг/см}^2$ ).

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

3.10.4 При проектировании значение  $R_{nt}$  следует назначать в зависимости от результатов испытаний, проводимых в районе строительства.

3.10.5 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  $R_t$ ,  $R_{sq}$ ,  $R_{nw}$  по перевязанным швам следует принимать согласно нормативным документам по проектированию каменных и армокаменных конструкций, а по неперевязанным швам определять в зависимости от величины  $R_{nt}$ , полученной в

результате испытаний, проводимых в районе строительства:  $R_t = 0,45 R_{nt}$ ,  $R_{sq} = 0,7 R_{nt}$ ,  $R_{nw} = 0,8 R_{nt}$ .

Значения  $R_t$ ,  $R_{sq}$ ,  $R_{nw}$  не должны превышать соответствующих значений при разрушении кладки по кирпичу или камню.

3.10.6 Размеры элементов капитальных стен из кирпича и расстояния между ними должны

*С.40 ДБН В.1.1-12:2006*

проверяться расчетом и удовлетворять требованиям, приведенным в таблице 3.2.

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

3.10.8 Высота этажа зданий с несущими стенами из штучной кладки, не усиленных железобетонными включениями, 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.

3.10.9 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 анкерной выпусковой 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 также из пояса в вышележащую кладку при высоте пояса более 40 см, и устройство 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.

3.10.10 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 не ниже В15. Продольная арматура поясов устанавливается по расчету, но не менее 4Ø10 при расчетной сейсмичности 7-8 баллов и не менее 4Ø12 - при 9 баллах.

3.10.11 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.

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

3.10.13 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 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 не ниже В15. Внешние слои трехслойных стен связываются между собой горизонтальным армированием. Перекрытия и покрытия должны опираться на внутренний железобетонный слой стен.

3.10.14 В каркасно-каменных зданиях монолитные железобетонные колонны должны выполняться в сопряжениях стен сечением не менее 40 см×40 см, открытыми не менее чем с одной

стороны, из бетона класса не ниже В15. 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.

*С.42 ДБН В.1.1-12:2006*

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

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

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

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

### **3.11 Особенности проектирования стальных конструкций**

**3.11.1** Выбор материалов для стальных каркасов должен производиться по указаниям таблицы 50\* СНиП II-23-81\* 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. Для болтовых соединений рекомендуются болты классов точности В и С.

**3.11.2** 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.

**3.11.3** 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 упруго-пластической стадии, должны применяться малоуглеродистые и низколегированные стали с относительным удлинением не менее 20 %.

**3.11.4** 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 на сжатие.

**3.11.5** Отношение расчетной высоты стенки колонны к ее толщине ограничивается значениями по 7.14\* СНиП II-23-81\*, его превышение не допускается.

**3.11.6** В каркасах с растянутыми диагональными связями, безразмерная гибкость связей должна быть ограничена диапазоном  $1,3 < \bar{\lambda} < 2,0$ , для полураскосных сжато-растянутых связей следует соблюдать условие  $\bar{\lambda} < 2,0$ .

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

**3.11.8** Деформативность стальных каркасов под действием сейсмической нагрузки следует принимать с учетом требований таблицы 2.8.

**3.11.9** 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.

**3.11.10** 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.

*С.44 ДБН В.1.1-12:2006*

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.

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

3.12.1 Этажность зданий не должна, как правило, превышать значений, указанных в таблице 3.1. Для строительства зданий выше указанных в таблице необходимы технико-экономические и расчетные обоснования. Длина здания (секции) должна быть не более 100 м.

3.12.2 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.

3.12.3 В зданиях с кирпичными стенами следует:

- в зданиях высотой четыре 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 покрытий устраивать монолитные железобетонные обвязки, армированные каркасом из двух 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.

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

3.12.5 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.

## **4 ТРАНСПОРТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ**

### **4.1 Общие положения**

4.1.1 Указания настоящего раздела распространяются на проектирование новых, капитальный ремонт и реконструкцию существующих транспортных сооружений, в том числе сооружений особой и повышенной ответственности, и на проектирование железных дорог I-IV категорий, автомобильных дорог I-IV, Шп и IVп категорий, метрополитенов, 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

*С.46 ДБН В.1.1-12:2006*

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.

**4.1.2** 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.

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

Проекты тоннелей и мостов длиной 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 1.1 с учетом дополнительных требований, изложенных в 4.1.4.

**4.1.4** 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 крупнообломочные 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 и  $e < 0,7$  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-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 сейсмических 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.

## **4.2 Трассирование дорог**

**4.2.1** 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.

**4.2.2** 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.

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

**4.3.1** При расчетной сейсмичности 9 баллов и высоте насыпей (глубине выемок) более 4 м откосы земляного полотна из нескальных грунтов следует принимать на 1:0,25 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.

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

**4.3.3** 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.

**4.3.4** 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.

**4.3.5** 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.

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

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

## **4.4 Мосты**

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

**4.4.2** 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. Надарочное строение следует проектировать сквозным.

**4.4.3** 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 распорками.

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

**4.4.5** 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.

**4.4.6** 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.

**4.4.7** 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  $0,005l$ .

**4.4.8** 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.

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

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

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

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

**4.4.13** При расчете мостов следует учитывать совместное действие сейсмических и 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, Шп 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.

**4.4.14** При расчете мостов с учетом сейсмических воздействий коэффициенты сочетания  $n_c$  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;

*С.50 ДБН В.1.1-12:2006*

- для нагрузок от подвижного состава железных дорог - 0,7;
- для нагрузок от подвижного состава автомобильных дорог - 0,3.

4.4.15 При расчете конструкций мостов на устойчивость и при расчете пролетных строений длиной более 18 м на прочность следует учитывать сейсмические нагрузки, вызванные вертикальной и горизонтальной составляющими 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.

4.4.16 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.

4.4.17 Сейсмические нагрузки от частей моста и подвижного состава следует определять согласно требованиям 2.2.3 настоящих Норм с учетом упругих деформаций конструкций и основания моста, а также рессор железнодорожного состава.

4.4.18 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 2.7 для грунтов II категории по сейсмическим свойствам. При определении сейсмической нагрузки, действующей вдоль оси моста, масса железнодорожного подвижного состава не учитывается.

4.4.19 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.

4.4.20 При расчете на прочность анкерных болтов, закрепляющих на опорных площадках от сдвига опорные части моста, следует принимать коэффициент надежности  $K_n = 1,5$ . Коэффициент надежности  $K_n$  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.

4.4.21 При расчете конструкций мостов на устойчивость против опрокидывания коэффициент условий работы  $m$  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  $m$  следует принимать равным 0,9.

4.4.22 При расчете оснований фундаментов неглубокого 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 зданий и сооружений; нормативных документов по проектированию оснований и фундаментов.

4.4.23 При проектировании фундаментов неглубокого 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,  $-e_0 \leq 1,5\rho$ ;
  - в сечениях по подошве фундаментов, заложенных на скальном грунте,  $-e_0 \leq 2,0\rho$ ,
- где  $\rho$  - радиус ядра сечения по подошве фундамента со стороны более нагруженного края сечения.

## 4.5 Трубы под насыпями

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

4.5.2 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.

#### **4.6 Подпорные стены**

4.6.1 Применение каменной кладки насухо допускается для подпорных стен протяженностью 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.

4.6.2 Высота подпорных стен, считая от подошвы фундаментов, должна быть не более:

- а) стены из бетона при расчетной сейсмичности 8 баллов - 12 м; 9 баллов - 10 м;
- б) стены от бутобетона и каменной кладки на растворе: при расчетной сейсмичности 8 баллов - 12 м; 9 баллов на железных дорогах - 8 м, на автомобильных дорогах - 10 м;
- в) стены из кладки насухо - 3 м.

4.6.3 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.

4.6.4 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 1:12.

4.6.5 Применение подпорных стен в виде обратных сводов не допускается.

#### **4.7 Тоннели**

4.7.1 При выборе трассы тоннельного перехода необходимо, как правило, 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.

4.7.2 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.

4.7.3 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 из набрызг-бетона в сочетании с анкерным креплением.

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

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

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

## 5 ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

### 5.1 Общие положения

5.1.1 Положения настоящих Норм устанавливают специальные требования для гидротехнических сооружений (ГТС), размещаемых или расположенных в районах с нормативной сейсмичностью  $I^{норм}$ , равной 6 баллам и более по сейсмической шкале MSK-64.

Указанные требования следует выполнять при проектировании, строительстве, вводе в эксплуатацию, при эксплуатации, обследовании реального состояния, оценке безопасности, реконструкции, восстановлении, консервации и выводе из эксплуатации ГТС.

5.1.2 Для обеспечения сейсмостойкости ГТС требуется:

- проведение на стадии проектирования комплекса специальных исследований с целью установления расчетной сейсмичности площадки строительства, 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 сооружений мониторинга сейсмических процессов и реакции ГТС на их проявления;
- периодические обследования состояния ГТС и их оснований, в том числе после каждого перенесенного землетрясения силой не менее 5 баллов.

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

В качестве ПЗ принимается землетрясение повторяемостью Годин раз в 500 лет (карта ОСР-А); МРЗ - один раз в 5000 лет (карта ОСР-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.

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

Нормативная сейсмичность  $I^{норм}$  определяется по картам ОСР и "Списку населенных пунктов..." (приложения А и Б), а также таблице 5.1.

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 на предварительных стадиях проектирования допускается величину  $I^p$  принимать по таблице 1.1с использованием результатов инженерно-геологических изысканий на площадке строительства.

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 III и IV классов по таблице 5.1, 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

*С.54 ДБН В.1.1-12:2006*  
строительства и эксплуатации сооружения.



Таблица 5.1 - Области применения методов расчета ГТС

Расчетное землетрясение	Класс сооружения		
	I-II	III-IV	I-IV
	Водоподпорные, подземные и морские нефтегазопромысловые сооружения	Водоподпорные и подземные сооружения	Остальные ГТС
ПЗ	ПДМ	ЛСМ	ЛСМ
МРЗ	ПДМ	-	-
<b>Примечание.</b>	Перечень сооружений I и II классов, 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; ПДМ - прямой динамический метод расчета; ЛСМ - линейно-спектральный метод.		

5.1.5В тех случаях, когда расчетная сейсмичность площадки определяется методами СМР, дополнительно устанавливаются скоростные, частотные и резонансные характеристики грунта основания сооружения.

5.1.6Строительство гидротехнических сооружений на площадках сейсмичностью 9 баллов при наличии грунтов III категории по сейсмическим свойствам требует специального обоснования и допускается только в исключительных случаях.

5.1.7Проектирование 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 площадки строительства 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.

## 5.2 Учет сейсмических воздействий и определение их характеристик

5.2.1 Сейсмические воздействия учитываются в тех случаях, когда величина  $I_{расч}$  составляет 6 баллов и более.

Сейсмические воздействия включаются в состав особых сочетаний нагрузок и воздействий.

5.2.2 Для водоподпорных и подземных ГТС I и II классов, а также морских нефтегазопромысловых сооружений расчетные сейсмические воздействия моделируются расчетными акселерограммами (РА), подбираемыми в зависимости от расположения и характеристик основных зон ВОЗ 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.

5.2.3 Для остальных гидротехнических сооружений, не указанных в 5.2.2, характеристикой расчетного сейсмического воздействия служит величина сейсмического ускорения основания, определяемая в соответствии с указаниями 5.5.1.

5.2.4В расчетах ГТС и их оснований учитываются следующие сейсмические нагрузки:

- распределенные по объему сооружения и его основанию (а также боковых насыпок и наносов) инерционные силы  $\vec{P}_v(\vec{x}, t)$  интенсивностью:

$$P(x, t) = \rho(\vec{x}) \vec{U}(\vec{x}, t), \quad (5.1)$$

где  $\rho(\vec{x})$  - плотность материала в точке наблюдения  $\vec{x}$  с координатами (в общем случае)  $x_1, x_2, x_3$  соответственно по осям 1,2,3, а  $\vec{U}(\vec{x}, t)$  - вектор ускорения точки  $\vec{x}$  в момент времени  $t$  в абсолютном движении системы сооружение-основание;

*С.56 ДБН В.1.1-12:2006*

- распределенное по поверхности контакта сооружения с водой гидродинамическое давление, вызванное инерционным влиянием колеблющейся с сооружением части жидкости;

- гидродинамическое давление, вызванное возникшими при землетрясении волнами на поверхности водоема.

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.

### 5.3 Расчеты сооружений на сейсмические воздействия

5.3.1 Гидротехнические сооружения в зависимости от вида и класса сооружения 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 5.1.

5.3.2 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 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.

5.3.3 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.

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

На предварительных стадиях проектирования (при отсутствии оценок вероятности возникновения 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.

5.3.5 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.

5.3.6 Размеры расчетной области основания в совокупности с другими грунтовыми массивами должны назначаться так, 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.

5.3.7 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.

5.3.8 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.

5.3.9 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 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 засыпку подпорных стен, а также наносы) определяются из условия предельного равновесия этих областей с учетом всех нагрузок и воздействий особого 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.

5.3.10 В тех случаях, когда прогнозируется отложение у верхней грани сооружения наносов, следует учитывать влияние этих наносов в расчетах прочности и устойчивости сооружения при сейсмических воздействиях. Особое внимание должно обращать на установление возможности

*С.59 ДБН В.1.1-12:2006*

разжижения грунтов наносов при сейсмических воздействиях и размеров зоны этого явления.

5.3.11 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.

5.3.12 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 5.3.3.

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

$$\Delta h = 0,4 + 0,76(I - 6). \quad (5.2)$$

#### 5.4 Прямой динамический метод

5.4.1 Сейсмическое ускорение основания задается расчетной акселерограммой землетрясения, представляющей собой в общем случае трехкомпонентную ( $j = 1, 2, 3$ ) функцию ускорения колебаний во времени  $U_j(t)$ . При этом смещения (деформации, напряжения и усилия) определяются на

всем временном интервале сейсмического воздействия на сооружение.

Расчетные акселерограммы, в дополнение к параметру  $a_n$ , должны соответствовать также всем остальным параметрам, характеризующим расчетное сейсмическое воздействие, и указанным в 5.2.2. Если имеющихся сейсмологических данных недостаточно для установления пиковых значений расчетных ускорений  $a_n$ , то на предварительной стадии проектирования допускается принимать, что значение  $a_n$  определяется в соответствии с указаниями 5.5.1.

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

5.4.2 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.

5.4.3 Значения максимального пикового ускорения в основании сооружения

$$a_n = \text{Max} \left| \dot{U}_0 t \right| \quad (5.3)$$

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 5.5.1.

5.4.4 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 (2.8).

5.4.5 Число форм собственных колебаний  $q$ , учитываемых в расчетах с использованием раз

ложения решения по указанным формам, выбирается так, чтобы выполнялись условия:

$$\omega_q \geq 3 \omega_1, \quad (5.4)$$

$$\omega_q \geq 3 \omega_c, \quad (5.5)$$

где  $\omega_q$  - 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.

5.4.6 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:  $\delta = 0,15$ .

5.4.7 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.

## 5.5 Линейно-спектральный метод

5.5.1В расчетах сооружений по линейно-спектральному методу (ЛСМ) материалы сооружения и основания считаются линейно-упругими.

Сейсмическое ускорение основания задается постоянной во времени векторной величиной, модуль которой определяется по формуле:

$$|U_0| = k_A g a_0, \quad (5.6)$$

где  $a_0$  - расчетная амплитуда ускорения основания (в долях  $g$ ), определенная с учетом реальных грунтовых условий на площадке строительства для землетрясений с периодом повторяемости  $T_{повт}^{норм}$ , значения даны в таблице 5.2;

$k_A$  - коэффициент, учитывающий вероятность сейсмического события в течение назначенного срока службы сооружения  $T_{сл}$ , а также переход от нормативного периода повторяемости  $T_{повт}^{норм}$  к периоду повторяемости, принятому для ПЗ или МРЗ в соответствии с указаниями 5.1.3; для комплекта карт, приведенных в приложении Б, значения  $k_A$ , соответствующие нормативным периодам повторяемости 500 (карта-А) и 5000 (карта-С) лет, приведены в таблице 5.3;

$g$  - ускорение свободного падения ( $9,81 \text{ м/с}^2$ ).

Таблица 5.2 - Значения расчетной амплитуды  $a_0$  (в долях  $g$ )

Категория грунта	$I^{норм}$ , баллов							
	6		7		8		9	
	$I^{расч}$ , баллов	$a_0$	$I^{расч}$ , баллов	$a_0$	$I^{расч}$ , баллов	$a_0$	$I^{расч}$ , баллов	$a_0$
I	-	-	-	-	7	0,12	8	0,24
I-II	-	-	7	0,08	8	0,16	9	0,32
II	-	-	7	0,10	8	0,20	9	0,40
II-III	7	0,06	8	0,13	9	0,25	-	-
III	7	0,08	8	0,16	9	0,32	-	-

Таблица 5.3 - Значения коэффициента  $k_A$ 

Назначенный срок службы $T_{сл}$ , лет	$T_{повт}^{нз}$ , лет					$T_{повт}^{мрз}$ , лет
	100	200	300	400	500	5000
10	0,55	0,60	0,65	0,68	0,70	0,70
20	0,63	0,70	0,74	0,78	0,80	0,80
50	0,70	0,78	0,83	0,87	0,90	0,90
100 и более	0,80	0,87	0,93	0,97	1,00	1,00

5.5.2 В тех случаях, когда при расчете сейсмостойкости сооружения система сооружение -основание разбита на отдельные дискретные объемы, то в качестве сейсмических нагрузок используются узловые инерционные силы  $S_{ik}$ , действующие на элемент системы, отнесенный к узлу  $k$ , при  $i$ -ой форме собственных колебаний.

В общем случае значения компонент узловых сил  $S_{ik}$  по трем ( $j=1,2,3$ ) взаимно ортогональным направлениям определяются по формуле:

$$S_{ijk} = k_f k_{\psi} m_k U_0 \beta_i \eta_{ikj}, \quad (5.7)$$

где  $k_f$  - коэффициент, отражающий степень недопустимости в сооружении повреждений;  
 $k_{\psi}$  - коэффициент, учитывающий демпфирующие свойства конструкций;  
 $m_k$  - масса элемента сооружения, отнесенного к узлу  $k$  (с учетом присоединенной массы воды);

$U_0$  - сейсмическое ускорение основания;

$\beta_i$  - коэффициент динамичности, соответствующий периоду собственных колебаний сооружения  $T_i$  по  $i$ -й форме колебаний;

$\eta_{ikj}$  - коэффициент формы собственных колебаний сооружения по  $i$ -й форме колебаний:

$$\eta_{ikj} = \frac{m_k U_{ikj} \cos U_{ikj} U_0}{m_k U_{ikj}^2}, \quad (5.8)$$

где  $U_{ikj}$  - проекции по направлениям  $j$  смещений узла  $k$  по  $i$ -й форме собственных колебаний сооружения;

$\cos U_{ikj} U_0$  - косинусы углов между перемещениями  $U_{ikj}$  и направлениями вектора  $U_0$  сейсмического воздействия.

**Примечание.** Указанные в пункте коэффициенты следует учитывать аналогичным образом в расчетах по методикам, позволяющим определять смещения, деформации, напряжения и усилия, возникающие в сооружении под влиянием сейсмического воздействия, без предварительного нахождения сейсмических нагрузок.

5.5.3 Для всех гидротехнических сооружений  $k_f$  принимается равным 0,45.

Значение коэффициента  $k_{\psi}$  принимается: 0,9 - для бетонных и железобетонных сооружений; 0,7 - для сооружений из грунтовых материалов.

Для других видов гидротехнических сооружений значения коэффициента  $k_{\psi}$  допускается принимать на основе опыта проектирования этих сооружений с учетом сейсмических воздействий.

5.5.4 Значения коэффициента динамичности  $\beta_i$ , определяются по графикам на рисунке 2.2.

5.5.4 Направление сейсмического воздействия  $U_0$  при расчетах ЛСМ должно выбираться так, чтобы воздействие оказалось наиболее опасным для сооружения. При этом водоподпорные ГТС



С.63 ДБН В.1.1-12:2006

следует рассчитывать на сейсмические воздействия, в которых вектор  $U_0$  принадлежит вертикальной

плоскости, нормальной к продольной оси сооружения, а контрфорсные и арочные плотины - также и на воздействия, у которых вектор  $U_0$  лежит в одной плоскости с продольной осью сооружения.

При отсутствии данных о соотношении горизонтальной и вертикальной компонент сейсмического воздействия допускается рассматривать два значения угла между вектором  $U_0$  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.

5.5.6 Допускается выполнять расчеты с числом учитываемых 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;
- число форм, принимаемых в расчетах по пространственным схемам, устанавливается в каждом конкретном случае с учетом рекомендаций 2.3.10, но не менее 20 форм для бетонных сооружений и 25 - для сооружений из грунтовых материалов.

5.5.7 Расчетные значения возникающих в сооружении смещений (деформаций, напряжений и усилий) с учетом всех учитываемых в расчете форм собственных колебаний сооружения следует определять по формуле (2.6).

## 5.6 Мероприятия по повышению сейсмостойкости гидротехнических сооружений

5.6.1 При необходимости размещения сооружений на участке тектонического разлома основные сооружения гидроузла (плотины, здания ГЭС, водосбросы) следует размещать на структурно

едином 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.

5.6.2 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 Е.

5.6.3 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.

5.6.4 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 коагуляцию (самозалечивание) трещин, которые могут образоваться в противофильтрационном элементе при землетрясении.

5.6.5 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 ограниченной способностью к разжижению при сейсмических воздействиях. При необходимости уменьшения объема крупнозернистого материала в теле верховой призмы допускается введение горизонтальных слоев из крупнозернистых (крупнообломочных) сильно дренирующих материалов.

*С.65 ДБН В.1.1-12:2006*

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

**5.6.6С** 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.

**5.6.7** При проектировании плотин и других водоподпорных сооружений в сейсмических районах повышение их сейсмостойкости следует производить с помощью одного (или нескольких) из мероприятий 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, устройство полостей в пригребневой зоне сооружения и т. д.;
- 3) заглубление подошвы сооружения до скальных пород;
- 4) укрепление основания, сложенного нескальными грунтами, путем инъектирования этих грунтов;
- 5) обжатие бетона у верховой грани бетонных плотин с помощью напрягаемых анкеров;
- 6) защита напорной грани плотины из грунтовых материалов водонепроницаемым экраном;
- 7) использование для массивных гравитационных плотин клиновидной (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.

**5.6.8** Для повышения сейсмостойкости эксплуатируемых плотин, имеющих дефицит сейсмостойкости, следует рассматривать мероприятия 1, 2, 5, 10, 11 из перечня, приведенного в 5.6.7, а также инъекцию упорных призм грунтовых плотин цементными или иными растворами.

**5.6.9** Портовые оградительные сооружения при расчетной сейсмичности площадки 8 и 9 баллов следует возводить из наброски камня, обыкновенных и фасонных массивов или массивов-гигантов. Углы наклона откосов этих сооружений при сейсмичности 8 и 9 баллов следует уменьшать соответственно не менее чем на 10 и 20 % относительно допускаемых в несейсмических районах.

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

**5.6.11** 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 поперечным сечениям этих сооружений симметричного профиля (относительно вертикальной продольной плоскости);
- устройство по длине сооружений антисейсмических швов, в пределах которых конструкция, грунтовые условия, глубины, нагрузка и пр. неизменны.

**5.6.12** 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 основаниях и стенкам из

*С.67 ДБН В.1.1-12:2006*

массивов-гигантов - при скальных основаниях.

Для повышения сейсмостойкости конструкций причалов и набережных типа сборных 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.

5.6.13 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 диагональных 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.

5.6.14 Для повышения сейсмостойкости причалов в виде заанкеренных стенок из металлического шпунта целесообразно в качестве анкерных опор использовать 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.

5.6.15 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 конструкций в виде кладки из обыкновенных или пустотелых массивов с выполнением конструктивных мероприятий для создания условий их совместной работы.

5.6.16 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 территорий из мелкого песка путем рефулирования не допускается.

5.6.17 Покрытия вновь образованных территорий должны устраиваться из сборных железобетонных плит.

5.6.18 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.

5.6.19 Для портовых ГТС, расположенных на площадках с расчетной сейсмичностью 7 и 8 баллов и низкой повторяемостью землетрясений расчетной интенсивности, при оценке, целесообразности антисейсмических усилений конструкций предварительно выполняются расчеты экономической эффективности усилений.

5.6.20 Для портовых ГТС, расположенных на площадках с расчетной сейсмичностью 7 баллов,

*С.69 ДБН В.1.1-12:2006*

при оценке их сейсмостойкости достаточно выполнить проверку общей устойчивости сооружений с учетом сейсмического воздействия.

**5.6.21** Паспорта портовых ГТС, расположенных в сейсмически активных зонах, разрабатываются в соответствии с нормативными требованиями НД 31.3.002-2003.

**5.6.22** При специальном обосновании проект капитального ремонта портовых ГТС, расположенных в сейсмически активных зонах и первоначально не запроектированных с учетом сейсмических нагрузок, может разрабатываться без учета сейсмических воздействий.

## **5.7 Геодинамический мониторинг гидротехнических сооружений**

**5.7.1** В проектах водоподпорных сооружений I и II классов 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 вне зоны 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 проектной или исследовательской организацией.

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

**5.7.2** 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.

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

**6.1** 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.

**6.2** Восстановление, усиление и реконструкция зданий или сооружений 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;



*С.71 ДБН В.1.1-12:2006*

г) при истечении нормативного срока эксплуатации.

**6.3** При выборе способов усиления несейсмостойких жилых, общественных и промышленных зданий необходимо руководствоваться общими принципами проектирования сооружений для сейсмических районов, изложенными в настоящих Нормах. Элементы здания с недостаточной несущей способностью выявляются расчетом. При разработке проекта усиления, вне зависимости от результатов расчета, следует учитывать конструктивные требования, изложенные в разделе 3 настоящих Норм.

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

**6.5** 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.

**6.6** Решения о восстановлении или усилении зданий 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 или сооружений должна производиться оценка их технического состояния и несущей способности конструкций.

**6.7** 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.

**6.8** 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, разборку верхних этажей здания, устройство дополнительных элементов жесткости для обеспечения симметричного расположения жесткостей в пределах отсека и уменьшение расстояния между ними;
- б) усиление стен, рам, вертикальных связей для обеспечения восприятия усилий от статических и 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, в том числе путем введения системы дополнительных конструктивных элементов;
- ж) уменьшение сейсмических нагрузок, в том числе путем снижения массы здания;
- 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

*С.73 ДБН В.1.1-12:2006*

0,7-0,9 от первоначальной величины допускается применение инъектирования цементными растворами.

6.9 Определение несущей способности конструкций должно производиться по результатам их обследования и оценки технического состояния путем выполнения расчета здания 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.

6.10 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 столбов путем прорезания каменной кладки, нарушая при этом ее монолитность.

6.10 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 реконструкции приведено в таблице 6.1

Таблица 6.1 - Классификация способов реконструкции

Виды конструкций	Уровень реконструкции			
	Восстановление	Усиление	Повышение сейсмостойкости до нормативного уровня	Замена, демонтаж
Основание	1 Инъектирование	1 Инъектирование	1 Дополнительное уплотнение 2 Водопонижение	
Фундаменты	1 Инъектирование 2 Устройство гидроизоляции	1 Устройство обойм разгрузочных конструкций	1 Устройство обойм разгрузочных конструкций 2 Изменение расчетной схемы	Уширение подошвы фундаментов
Стены и каркасы	1 Инъектирование 2 Нанесение армооболочек, штукатурок	1 Улучшение регулярности распределения жест-костей 2 Усиление стен (оболочки, шпонки, скобы, стяжки), рам (обоймы) 3 Усиление связей между стенами	1 Улучшение регулярности распределения жесткостей 2 Усиление вертикальных связей жесткости 3 Вертикальное натяжение 4 Устройство ядер жесткости и разгрузочных поясов 5 Изменение конструктивной схемы	Демонтаж верхних этажей
Перекрытия	Инъектирование	1 Устройство армированных стяжек 2 Увеличение сечения	1 Увеличение жесткости перекрытий и анкеровка их в поясах стен 2 Натяжение, затяжки, шпренгеля 3 Изменение конструктивной схемы	Замена перекрытий
Покрытия	Восстановление отдельных элементов	Увеличение сечения	Изменение конструктивной схемы	Замена элементов конструкций

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

**6.13** При использовании принципиально новых конструктивных решений усиления или восстановления зданий и других сооружений разработка проектной документации должна производиться при научном сопровождении и с участием специализированных научно-исследовательских и проектных организаций.

**6.14** 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.