

**СИСТЕМА НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ  
СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ РЕСПУБЛИКИ АРМЕНИЯ**

**СЕЙСМОСТОЙКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО  
НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ**

**СНРА II-6.02-2006**

Министерство Градостроительства Республики Армения

**Е Р Е В А Н**

**2 0 0 6**

## ПРЕДИСЛОВИЕ

1. *РАЗРАБОТАНЫ:* АОЗТ “АрмНИИСС и ЗС”
2. *УТВЕРЖДЕНЫ И ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ:* Министерством Градостроительства РА, приказ N24-Б, 3.02.2006
3. *РЕГИСТРИРОВАННЫ:* В министерстве юстиции РА 20.03.2006г.,  
Номер государственной регистрации 11706077
4. *ВЗАМЕН* СНРА П-2.02-94

Редакторы: Э.Е.Хачиян, академик НАН РА, д.т.н., проф.,  
Т.Г.Маркарян, академик ИАА, к.т.н.,  
В.А.Амбарцумян, д.т.н, проф.

“Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования” переработанный и дополненный нормативный документ был разработан в ЗАО АрмНИИСА и ЗС коллективом авторов в следующем составе:

- Э.Е.Хачиян (руководитель группы)– разделы 4, 5, 6, 8, 9, 10, 11; подразделы 7.1, 7.2, 7.3, 7.5, 7.6, 7.14, 7.15  
В.А.Амбарцумян – разделы 8, 9; подразделы 6.8, 6.10  
А.Арзуманян – подразделы 7.3, 7.5, 7.6  
Р.Н.Арутюнян – подразделы 5.3, 5.4, 7.4, 7.14  
Р.А.Бадалян – подразделы 7.8, 7.9, 7.11, 7.14  
Л.А.Давидян – раздел 11, подраздел 7.9  
Э.Л.Манукян – подраздел 7.13  
Т.Г.Маркарян – разделы 4, 11; подразделы 7.2, 7.5, 7.9, 7.14  
С.Маркарян – подразделы 5.3, 5.4  
М.Г.Мелкумян – раздел 10; подразделы 6.5, 6.6, 7.15  
Р.Татевосян – подраздел 7.7

В окончательной редакции норм были учтены замечания и предложения следующих специалистов: А.Мовсисяна, О.Карапетяна (Министерство градостроительства), А.Манукян, З.Хлгатын (НССЗ), С.Оганесян, В.Григорян, С.Карапетян, С.Хачатрян, А.Овсепян (ИГИС НАН РА), А.Аветисян, Р.Аветисян, Т.Дадаян (ЕрГУАС), Г.Азизян (Армпроект ЗАО), А.Шакарян, О.Мейроян (Ереванпроект), М.Ростомян (Армпромпроект ЗАО), А.Адилханян (Гидропроект).

При пользовании настоящим нормативным документом, необходимо учитывать утвержденные изменения строительных норм, стандартов и других нормативно-правовых актов

## СОДЕРЖАНИЕ

1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ.....	5
2. НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ.....	5
3. ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ.....	5
4. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ.....	7
5. СЕЙСМИЧЕСКИЕ ЗОНЫ И КЛАССИФИКАЦИЯ ГРУНТОВ.....	7
Общие положения.....	7
Сейсмические зоны.....	7
Характеристика грунтов и расчетные ускорения площадок строительства.....	8
5.4. Неблагоприятные для строительства площадки.....	11
6. РАСЧЕТНЫЕ СЕЙСМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ.....	11
6.1. Основные расчетные положения.....	11
6.2. Коэффициенты сочетания нагрузок.....	12
6.3. Расчетные схемы зданий и сооружений.....	13
6.4. Значения горизонтальных сейсмических нагрузок.....	13
6.5. Периоды и формы свободных колебаний.....	14
6.6. Коэффициенты допускаемых повреждений.....	15
6.7. Сейсмические нагрузки для зданий и сооружений по степени их ответственности.....	16
6.8. Учет взаимодействия “грунт-сооружение”.....	16
6.9. Учет влияния высших форм колебаний.....	16
6.10. Вертикальные сейсмические нагрузки.....	17
6.11. Крутильные сейсмические воздействия.....	18
6.12. Сейсмические нагрузки для отдельных элементов.....	19
7. ЖИЛЫЕ, ОБЩЕСТВЕННЫЕ И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЕ ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ.....	19
7.1. Основные принципы проектирования.....	19
7.2. Требования по застройке.....	20
7.3. Антисейсмические швы, этажность, габариты, проемы.....	20
7.4. Основания, фундаменты и подвальные этажи.....	22
7.5. Перекрытия и покрытия.....	23
7.6. Лестницы, перегородки, балконы.....	24
7.7. Водопровод, канализация, отопление, газоснабжение.....	25
7.8. Особенности проектирования железобетонных конструкций.....	26
7.9. Здания с несущими стенами из каменной кладки.....	27
7.10. Крупнопанельные здания.....	31
7.11. Здания с железобетонным каркасом.....	31
7.12. Здания из монолитного железобетона.....	33
7.13. Здания и сооружения со стальными несущими конструкциями.....	34
7.14. Особенности строительства на грунтах IV категории.....	35

7.15. Специальные системы сейсмозащиты.....	36
<b>8. ТРАНСПОРТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ.....</b>	<b>37</b>
8.1. Общие положения.....	37
8.2. Грунтовые условия и величины горизонтальных ускорений грунтов площадки строительства.....	37
8.3. Трассирование дорог.....	38
8.4. Земляное полотно и верхнее строение пути.....	38
8.5. Мосты.....	38
8.6. Подпорные стены и трубы под насыпями.....	40
8.7. Тоннели.....	40
8.8. Основные расчетные положения и сочетание нагрузок.....	41
8.9. Расчет транспортных сооружений на сейсмические воздействия.....	41
<b>9. ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ.....</b>	<b>45</b>
9.1. Общие положения.....	45
9.2. Грунтовые условия и расчетные ускорения грунта.....	46
9.3. Размещение гидротехнических сооружений.....	47
9.4. Антисейсмические конструктивные мероприятия.....	47
9.5. Основные положения расчета на сейсмические воздействия.....	48
9.6. Величины расчетных сейсмических нагрузок.....	48
<b>10. ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ С СИСТЕМАМИ СЕЙСМОИЗОЛЯЦИИ ...</b>	<b>56</b>
10.1 Общие указания .....	56
10.2 Расчет зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции .....	57
10.3 Горизонтальная поперечная сейсмическая сила .....	58
10.4 Расчетные модели систем сейсмоизоляции .....	58
10.5 Конструирование суперструктуры и систем сейсмоизоляции .....	59
<b>11. ВОССТАНОВЛЕНИЕ И УСИЛЕНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ.....</b>	<b>60</b>
11.1. Объекты, подлежащие восстановлению и усилению.....	60
11.2. Оценка (шкала) степени повреждений.....	60
11.3. Расчетно-конструктивные требования.....	60
<b>ПРИЛОЖЕНИЕ: А Карта сейсмического зонирования (районирования) территории Республики Армения.....</b>	<b>63</b>
<b>ПРИЛОЖЕНИЕ: Б Список населенных пунктов Республики Армения по сейсмическим зонам.....</b>	<b>64</b>



Дата введения 2006-

## 1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Настоящие нормы распространяются на проектирование новых, а также восстанавливаемых и усиливаемых жилых, общественных, производственных, транспортных и гидротехнических зданий и сооружений для строительства на территории Республики Армения. Настоящие нормы не распространяются на проектирование атомных станций.

## 2. НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящих нормах приведены ссылки на следующие нормативные документы

- СНиП 2.01.07-85\* Нагрузки и воздействия
- СНиП II-23-81\* Стальные конструкции
- СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты
- СНиП 2.02.02-85 Основания гидротехнических сооружений
- СНиП 2.03.01-84\* Бетонные и железобетонные конструкции
- СНиП 2.05.03-84 Мосты и трубы
- СНиП 3.02.01-83 Основания и фундаменты
- СНиП 2.02.01-83 Основания зданий и сооружений
- СНРА IV-13.01-96 Каменные и армокаменные конструкции
- СНРА II-7.01-96 Строительная климатология
- СНРА I-4.02-99 Реконструкция, восстановление и усиление зданий и сооружений. Основные положения
- СНРА II -8.04.01-99 Пожарная безопасность зданий и сооружений
- СНРА IV-11.05.04-97 Тоннели железнодорожные и автодорожные

## 3. ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящих нормах применяются следующие термины с соответствующими определениями

**магнитуда** – единица измерения энергетической величины (мощности) землетрясения;

**разлом** – трещина, возникшая в горных породах, когда отделившиеся части двигаются параллельно в противоположных направлениях;

**акселерограмма** – изменение ускорения во времени, зарегистрированное на земной поверхности во время землетрясения;

**сейсмогенная зона** – вероятная область возникновения землетрясения;

**категория грунта** – характеристика сейсмических свойств грунтовой толщи;

**горизонтальное ускорение грунта** – величина ускорения грунтовой толщи при землетрясении на земной поверхности в горизонтальном направлении;

**преобладающий период грунта** – наибольший период свободных колебаний грунтовой толщи;

- карта сейсмического зонирования** – подразделение территории страны по одинаковой величине сейсмической опасности;
- сейсмическая зона** - часть территории страны, определенная по степени сейсмической опасности;
- сейсмическая нагрузка** - величина инерционной силы, действующей на каком-либо уровне здания или сооружения при землетрясении;
- сейсмостойкость** – сопротивляемость здания или сооружения воздействию землетрясения;
- динамический коэффициент** – отношение максимального ускорения сооружения к максимальному ускорению грунта во время землетрясения;
- допустимые повреждения** – возникшие от воздействия землетрясения повреждения в зданиях и сооружениях, которые не опасны для жизни людей и не препятствуют их эксплуатации;
- основные принципы сейсмостойкости** – принципы, которые должны быть соблюдены при проектировании и строительстве сейсмостойких зданий и сооружений;
- антисейсмический шов** – пространство разделяющее отсеки здания или сооружения;
- антисейсмический пояс** – железобетонный замкнутый пояс, осуществляемый на уровне перекрытия;
- специальные системы сейсмозащиты** – нетрадиционные системы, применением которых обеспечивается сейсмостойкость здания или сооружения;
- степени поврежденности** – оцениваемый определенным числом уровень поврежденности здания после землетрясения;
- разжижение грунта** – потеря несущей способности несвязанного грунта от динамического (сейсмического) воздействия.

## 4. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

4.1. Требования настоящих норм являются минимально необходимыми для обеспечения сейсмостойкости сооружений. В зданиях и сооружениях, запроектированных по настоящим нормам, при землетрясениях допускаются легкие и умеренные повреждения (таблица 23), подлежащие устранению после землетрясения.

4.2. Конструктивные системы не регламентированные настоящими нормами, а также сооружения, имеющие объемно-планировочные решения и размеры, не соответствующие требованиям настоящих норм, следует проектировать с соответствующим дополнительным обоснованием.

4.3. В проектах отдельных характерных типов зданий и сооружений должна предусматриваться организация станций инженерно-сейсмометрических наблюдений – инженерно-сейсмометрический мониторинг. Перечень объектов для инженерно-сейсмометрических станций устанавливается соответствующим государственным уполномоченным органом управления.

4.4. По вновь проектируемым зданиям и сооружениям после их возведения должны быть составлены специальные технические паспорта с краткими сведениями о его конструктивных особенностях и расчетных нагрузках, о грунтовых условиях, а также о величине периода основной формы свободных колебаний объекта, установленной экспериментальным путем. Форма паспорта и организация, ответственная за их хранение, должны быть установлены соответствующим государственным уполномоченным органом управления.

## 5. СЕЙСМИЧЕСКИЕ ЗОНЫ И КЛАССИФИКАЦИЯ ГРУНТОВ

### 5.1. Общие положения

5.1.1. Проектирование зданий и сооружений для строительства на территории Республики Армения производится с учетом сейсмических воздействий.

5.1.2. Уровень сейсмического воздействия в отдельных регионах территории Республики определяется по картам сейсмического зонирования, согласно Приложению А.

5.1.3. Интенсивность сейсмического воздействия на поверхности земли оценивается ожидаемыми величинами горизонтального ускорения грунта. Период повторяемости землетрясения данной интенсивности принят равным 500 лет при 90% вероятности ее превышения в течении 50 лет.

### 5.2. Сейсмические зоны

5.2.1. Сейсмостойкое строительство по Настоящим нормам ведется дифференцированно по трем сейсмическим зонам в последовательности возрастающей по интенсивности - **1, 2, 3**.

5.2.2. Ожидаемое значение горизонтального ускорения грунта по сейсмическим зонам принимается по таблице 1. В 3-ей сейсмической зоне для строительных площадок, расположенных на расстоянии менее 10 км от возможных очаговых зон (активных разломов) значение ожидаемого ускорения грунта  $a$  умножается на 1.2.

Таблица 1

Сейсмические зоны	1	2	3
Значение горизонтального ускорения грунта $a$ , см/с <sup>2</sup>	200	300	400



5.2.3. Список населенных пунктов, расположенных в сейсмических зонах 1, 2, 3, приведен в Приложении Б.

### 5.3. Характеристики грунтов и расчетные ускорения площадок строительства

5.3.1. Грунтовые условия площадок строительства по сейсмическим свойствам подразделяются на категории: **I, II, III и IV**. Отнесение грунтов площадок строительства к той или иной категории по сейсмическим свойствам производится на основании данных инженерно-геологических изысканий и сейсмологических исследований. Материалы изысканий и исследований должны содержать сведения, достаточные для отнесения грунтов к той или иной категории.

Структурное описание, физико-механические характеристики и мощности от планировочной отметки грунтов I - IV категорий приведены в таблице 2.

5.3.2. В случае однородного грунтового разреза площадки строительства категория грунтовых условий площадки по сейсмическим свойствам принимается по таблице 2.

5.3.3. В случае неоднородного грунтового разреза площадки строительства категория грунтовых условий площадки по сейсмическим свойствам, в общем случае, определяется по их динамическим характеристикам согласно таблице 3. За расчетную категорию по этой таблице в зависимости от среднего значения скоростей распространения поперечных волн  $\bar{V}_S$  и преобладающих периодов колебаний  $T_0$  грунтов, принимается категория с большим порядковым номером. Значения скоростей распространения поперечных волн  $\bar{V}_S$  и преобладающих периодов колебаний  $T_0$  грунтов определяются теоретически или экспериментально - в процессе проведения инженерно-геологических изысканий и сейсмологических исследований.

При определении значений  $\bar{V}_S$  и  $T_0$  по микросейсмам за расчетные значения принимаются соответственно  $\bar{V}_S / 1.3$  и  $1.3 T_0$ .

5.3.4. Значения преобладающих периодов колебаний при неоднородном разрезе площадки строительства определяются методом волновой механики. Если разница характеристик грунтов разных слоев невелика, значения  $T_0$  и  $\bar{V}_S$ , рекомендуется определить по формулам:

$$T_0 = 4H \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n \rho_k \left[ H_k + \frac{H}{\pi} \left( \sin \frac{\pi h_k}{H} - \sin \frac{\pi h_{k-1}}{H} \right) \right]}{\sum_{k=1}^n G_k \left[ H_k - \frac{H}{\pi} \left( \sin \frac{\pi h_k}{H} - \sin \frac{\pi h_{k-1}}{H} \right) \right]}}$$

$$T_0 = \frac{4H}{\bar{V}_S}, \quad \bar{V}_S = \frac{\sum_{k=1}^n H_k}{\sum_{k=1}^n \frac{H_k}{V_{sk}}} \quad (1)$$

Таблица 2

Категория грунта	Грунты в пределах более чем 30-метрового слоя, считая от планировочной отметки
---------------------	--

I	<ul style="list-style-type: none"> <li>- скальные грунты всех видов, с пределом прочности на одноосное сжатие 15 МПа и более);</li> <li>- крупнообломочные грунты из магматических пород, плотные, маловлажные, содержащие до 30% песчано-глинистого заполнения;</li> </ul>
II	<ul style="list-style-type: none"> <li>- скальные грунты с пределом прочности на одноосное сжатие менее 15 МПа;</li> <li>- крупнообломочные грунты, не отнесенные к I категории;</li> <li>- пески гравелистые, крупные и средней крупности, плотные и средней плотности, маловлажные;</li> <li>- пески мелкие и пылеватые, плотные и средней плотности, маловлажные;</li> <li>- пылевато-глинистые грунты с показателем консистенции <math>I_L(0.5</math> при коэффициенте пористости <math>e(0.9</math> для глин и суглинков и <math>e(0.7</math> - для супесей);</li> </ul>
III	<ul style="list-style-type: none"> <li>- пески гравелистые, крупные и средней крупности, плотные и средней плотности, водонасыщенные;</li> <li>- пески мелкие и пылеватые, плотные и средней плотности, влажные;</li> <li>- пылевато-глинистые грунты с показателем консистенции <math>0.5 &lt; I_L(0.75</math>;</li> <li>- пылевато-глинистые грунты с показателем консистенции <math>I_L(0.5</math> при коэффициенте пористости <math>0.9 &lt; e(1.5</math> для глин, <math>0.9 &lt; e(1.0</math> для суглинков и <math>0.7 &lt; e(0.9</math> - для супесей;</li> <li>- необводненные насыпные и почвенные грунты;</li> </ul>
IV	<ul style="list-style-type: none"> <li>- пески рыхлые, независимо от крупности и влажности;</li> <li>- пески мелкие и пылеватые, плотные и средней плотности, водонасыщенные;</li> <li>- пылевато-глинистые грунты (супеси, суглинки и глины) с показателем консистенции <math>I_L(0.75</math>, глинистые грунты с показателем консистенции <math>0.5 &lt; I_L(0.75</math> при коэффициенте пористости <math>e &gt; 1.5</math> для глин, <math>e &gt; 1.0</math> для суглинков и <math>e &gt; 0.9</math> - для супесей;</li> <li>- обводненные, насыпные и почвенные грунты;</li> <li>- пльвуны, биогенные грунты и илы.</li> </ul>
<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Допускается наличие в составе грунта i категории тонких слоев грунта i+1 категории общей мощностью не более чем 10 метров или грунтов i+2 категории общей мощностью не более чем 5м.</li> <li>2. Для грунтов IV категории достаточно наличие 10-метрового слоя от планировочной отметки.</li> <li>3. При прогнозировании подъема уровня грунтовых вод или обводнения грунтов в процессе эксплуатации сооружения категорию грунта следует определить в зависимости от свойств грунта в водонасыщенном состоянии.</li> <li>4. При проектировании зданий с подземными этажами глубина разреза считается от уровня подошвы фундамента</li> </ol>	

где  $H$  – общая мощность неоднородной многослойной толщи (до коренных пород с  $V_s > 800$  м/сек),  $H_k$ , ( $k$ ,  $G_k$ ,  $V_{sk} = \sqrt{G_k / \rho_k}$  - соответственно мощность, плотность, модуль сдвига и скорость распространения поперечных волн  $k$ -ого слоя,  $h_k = \sum_{i=1}^k H_i$  ( $h_0 = 0$ ,  $h_n = H$ ),  $n$  - число слоев. За расчетное значение  $T_o$  принимается наибольшее из двух значений (1) п. (2).

Таблица 3

Категория грунтов неоднородных грунтовых оснований	Значение средней скорости $\bar{V}_S$ распространения поперечных волн в пределах всей неоднородной среды Н от планировочной отметки до плотных пород с $V_S \geq 800$ м/с, по формуле (1.2) м/с	Преобладающий период $T_0$ для всей неоднородной среды Н от планировочной отметки до плотных пород $V_S \geq 800$ м/с, сек
I	$\bar{V}_S > 800$	$T_0 ( 0.3$
II	$500 < \bar{V}_S < 800$	$0.3 < T_0 ( 0.6$
III	$150 < \bar{V}_S < 500$	$0.6 < T_0 ( 0.8$
IV	$\bar{V}_S < 150$	$T_0 > 0.8$

5.3.5. Ожидаемые максимальные значения ускорения грунта (таблица 1) для строительных площадок I-IV категорий определяются умножением на коэффициент грунтовых условий  $k_0$  для данной сейсмической зоны, значения которого приведены в таблице 4.

5.3.6. Тип фундамента, его конструктивные особенности и глубина заложения, а также изменения характеристик грунта в результате его закрепления на локальном участке не могут стать основой для изменения категории грунта по сейсмическим свойствам.

Таблица 4.

Категория грунтов	Значение коэффициента грунтовых условий $k_0$		
	Сейсмические зоны		
	1	2	3
I	0.7	0.8	0.9
II	1.0	1,0	1,0
III	1.3	1.2	1.1
IV	1.5	1.3	1.0

5.3.7. Максимальные значения перемещений грунта определяется по формуле

$$y_{\max} = 0,05 a k_0 T_c T_d, \quad (2)$$

где значение  $T_d$  принимается равной 3,0 сек, значения коэффициентов  $a$ ,  $k_0$  принимаются по таблицам 1 и 4, а для  $T_c$  следующие значения

- для грунтов I категории 0,3 сек,
- для грунтов II категории 0,5 сек,
- для грунтов III категории 0,7 сек,
- для грунтов IV категории 0,9 сек.

Длина поперечных сейсмических волн ( при этом принимается

- для грунтов I категории (>350м
- для грунтов II категории 250(<350м
- для грунтов III категории 150(<250м
- для грунтов IV категории (<100м.

Продолжительность землетрясения при генерировании синтетических акселерограмм для эпицентральной зоны принимается:

- для 1 сейсмической зоны - 15 сек,
- для 2 сейсмической зоны - 20 сек,
- для 3 сейсмической зоны - 25 сек.

#### 5.4. Неблагоприятные для строительства площадки

5.4.1. Площадки строительства с близостью плоскостей сбросов и разломов, распространенностью физико-геологическими процессами: оползнями, осыпями, обвалами, селями, являются неблагоприятными для строительства. В случае строительства зданий и сооружений на таких площадках следует предусматривать дополнительные меры по укреплению их оснований, повышению сейсмостойкости конструктивной системы и выбора соответствующего альтернативного метода расчета.

5.4.2. При строительстве зданий и сооружений на отдельных возвышенностях (холмы, гряды и др.) или на склонах с крутизной более  $15^{\circ}$ , значение расчетного ускорения грунта, определенное по таблице 1 следует увеличить в 1.2 раза.

5.4.3. На площадках строительства с крутизной склонов более  $15^{\circ}$  контур проектируемых зданий и сооружений в плане должен быть расположен вне пределов поверхности скольжения (среза) откоса, положение которой устанавливается расчетом на устойчивость откосов с учетом горизонтальной сейсмической нагрузки.

## **6. РАСЧЕТНЫЕ СЕЙСМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ**

### **6.1. Основные расчетные положения**

6.1.1. Сейсмостойкость зданий и сооружений, помимо удовлетворения требованиям разделов 7, 8, 9, 10 настоящих норм, обеспечивается также выбором размеров сечений элементов конструкций и их соединений на основании соответствующего расчета на сейсмические инерционные силы (горизонтальные, вертикальные, вращательные), значения которых определяются согласно требованиям настоящих норм.

Для зданий и сооружений с большими размерами в плане и по высоте, не отвечающим требованиям настоящих норм с нерегулярным распределением жесткостей и масс, следует применять прямые динамические расчеты, основанные на использовании акселерограмм землетрясения, с учетом упруго-пластических деформаций и локальных повреждений, а также волнового механизма распространения ускорений и деформаций в основании и в самом сооружении.

6.1.2. Расчет конструкций и оснований зданий и сооружений выполняется на особые сочетания нагрузок, в которые входят расчетные значения постоянных, временных (длительных и кратковременных) нагрузок и сейсмических воздействий, определяемых в соответствии с требованиями разделов 6, 7, 8, 9 настоящих норм. Нагрузки при расчете на основные сочетания принимаются согласно СНиП 2.01.07.

6.1.3. Сейсмические воздействия могут иметь любое направление в пространстве. Направление действия вертикальной сейсмической нагрузки следует принимать наиболее невыгодным для напряженного состояния рассматриваемого элемента.

6.1.4. Для зданий и сооружений простой геометрической формы и с симметричным расположением жесткостей и масс сейсмические нагрузки принимаются действующими горизонтально в направлении их продольной и поперечной осей. Действие сейсмических нагрузок в указанных направлениях учитывается отдельно. При этом для прямоугольных колонн каркасных зданий рамной схемы значения изгибающих моментов в направлении их продольной и поперечной осей принимаются с коэффициентом 1.2.

6.1.5. Расчет сооружений сложной геометрической формы в каждом конкретном случае следует производить с учетом наиболее опасных для данной конструкции или ее элементов направлений действия сейсмических нагрузок.

6.1.6. Подбор сечений элементов конструкций, их узлов и соединений производится по несущей способности (предельные состояния первой группы) в предположении статического приложения сейсмических нагрузок. Учет допускаемых повреждений конструкций, безопасных для жизни людей и выхода из строя оборудования, производится косвенно, путем уменьшения значений сейсмических нагрузок по таблице 7.

6.1.7. При расчете зданий и сооружений на сейсмические воздействия нагрузки от ветра, динамические воздействия от работы оборудования и движения транспорта, тормозные и боковые воздействия от движения кранов, а также температурные климатические воздействия не учитываются.

## 6.2. Коэффициенты сочетания нагрузок

6.2.1. При определении значений горизонтальных сейсмических нагрузок значения статических расчетных нагрузок следует умножить на коэффициенты сочетания, согласно таблице 5.

6.2.2. При определении расчетной вертикальной сейсмической нагрузки вес моста крана и вес тележки учитываются с коэффициентом 1.0, а вес груза, равного грузоподъемности крана – с коэффициентом 0.3. Расчетная горизонтальная сейсмическая нагрузка от веса моста крана учитывается только в направлении, перпендикулярном к оси подкрановых блоков. Снижение крановых нагрузок, предусмотренное СНиП 2.01.07 при этом не учитываются.

Таблица 5

Нагрузка	Значение коэффициента сочетания
Постоянная	0.9
Временная:	
длительная	0.8
кратковременная	0.5

## 6.3. Расчетные схемы зданий и сооружений

6.3.1. При определении значений горизонтальных сейсмических нагрузок для обычных зданий и сооружений расчетная схема принимается в виде жестко заделанного невесомого стержня, несущего сосредоточенные массы (рисунок 1), и совершающего колебательное движение по одной из главных осей симметрии.

6.3.2. Допускается использование расчетных схем и алгоритмов, применяемых в проектно-вычислительных комплексах и программных средствах для расчета сооружений на динамические и сейсмические воздействия с обязательным отражением в них величин основных нормативных параметров  $A$ ,  $($ ,  $k_0$ ,  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$ ,  $e$  и формул (3)-(15) согласно настоящим норм. Сейсмические расчеты следует выполнять по пространственным расчетным схемам. Значение коэффициентов  $(i$  и  $(k_i$  для двух горизонтальных и вертикальных направлений вычисляются по формулам (3)-(9) и пункта 6.10.2.

6.3.3. Влияние взаимодействия между основанием и фундаментом учитывается коэффициентом взаимодействия  $k_3$  согласно пункта 6.8.

## 6.4. Значения горизонтальных сейсмических нагрузок

6.4.1. Расчетное значение горизонтальной сейсмической нагрузки  $S_{ki}$ , приложенной к точке  $k$  (рисунок 1) и соответствующее  $i$ -ой форме свободных колебаний здания или сооружения, определяется по следующей формуле

$$S_{ki}=k_1k_2k_3S_{oki} \quad (3)$$

где  $S_{oki}$  – горизонтальная сейсмическая нагрузка по  $i$ -ой форме собственных колебаний сооружения, определяемая в предположении упругого деформирования конструкций по формуле

$$S_{oki} = Q_k A_{k_0} (k_i) \quad (4)$$

где:

$Q_k$  – нагрузка, вызывающая инерционную силу, принятая сосредоточенной в точке  $k$  и определяемая с учетом таблицы 5;

$A$  – безразмерный коэффициент сейсмичности, показывающий отношение расчетного ускорения грунта (пункт 5.2.2, таблица 1) данного населенного пункта к ускорению свободного падения (таблица 6);

$k_1$  – коэффициент, учитывающий допускаемое повреждение здания и сооружения;

$k_2$  – коэффициент ответственности здания и сооружения;

$k_3$  – коэффициент взаимодействия между основанием и сооружением;

$k_0$  – безразмерный коэффициент грунтовых условий (таблица 4);

$i$  – безразмерный коэффициент динамичности, соответствующий  $i$ -ой форме свободных колебаний рассматриваемого здания или сооружения;

$(k_i)$  – безразмерный коэффициент, зависящий от ординат формы свободных колебаний  $X_{ki}$  и величин сосредоточенных нагрузок  $Q_k$  (коэффициентом формы колебания).

Таблица 6

Сейсмическая зона	1	2	3
Значение коэффициента $A$	0,2	0,3	0,4

6.4.2. Значение коэффициента формы колебания ( $k_i$  определяется по формуле

$$\eta_{ki} = \frac{X_{ki} \sum_{j=1}^n Q_j X_{ji}}{\sum_{j=1}^n Q_j X_{ji}^2}, \quad \sum_{i=1}^n \eta_{ki} = 1 \quad (5)$$

где  $X_{ki}$  – смещение (амплитуда)  $k$ -ой точки сооружения при его свободных колебаниях по  $i$ -ой форме;  $n$  – число сосредоточенных масс.

6.4.3. Максимальные значения горизонтальных перемещений  $k$ -ого этажа по  $i$ -ой форме колебаний  $x_{ki}$  и перекосов этажей ( $k_i$  определяются по формулам

$$x_{ki} = A g k_0 (k_i) (T_i/2)^2 \quad (6)$$

$$(k_i = x_{k+1 i} - x_{ki})$$

6.4.4. Значения коэффициента динамичности ( $i$  в зависимости от категории грунта и периода  $i$ -ой формы свободных колебаний  $T_i$  (в секундах) определяются по графикам (рисунок 3) или по формулам (для критического затухания  $n=5\%$ ):

Для грунтов I категории

$$\begin{aligned} i &= 1 + 15T_i && \text{при } 0 < T_i < 0.1 \\ i &= 2.5 && \text{при } 0.1 < T_i < 0.4 \\ i &= 1/T_i && \text{при } T_i > 0.4 \end{aligned} \quad (7)$$

Для грунтов II категории

$$\begin{aligned} i &= 1 + 7.5T_i && \text{при } 0 < T_i < 0.2 \\ i &= 2.5 && \text{при } 0.2 < T_i < 0.6 \\ i &= 1.66/T_i^{4/5} && \text{при } T_i > 0.6 \end{aligned} \quad (8)$$

Для грунтов III и IV категорий

$$\begin{aligned} i &= 1 + 5T_i && \text{при } 0 < T_i < 0.3 \\ i &= 2.5 && \text{при } 0.3 < T_i < 0.8 \\ i &= 2.15/T_i^{2/3} && \text{при } T_i > 0.8 \end{aligned} \quad (9)$$

## 6.5. Периоды и формы свободных колебаний

6.5.1. Периоды  $T_i$  и формы  $X_{ki}$  свободных колебаний (рисунок 2) вычисляются методами строительной механики и динамики сооружений или по специальным пособиям разработанным на основе настоящих норм.

6.5.2. За расчетное значение периода первой горизонтальной формы  $T_1$  принимается его минимальное значение по динамическому расчету согласно пункту 6.5.1, или по нижеприведенным эмпирическим формулам для жилых и гражданских зданий высотой этажа от 3 до 3,5 метров (в секундах):

- для каменных и кирпичных зданий

$$T_1=0.055n, (n \leq 5);$$

- для крупнопанельных и монолитных зданий

$$T_1=0.045n, (n \leq 9);$$

- для жилых зданий с железобетонным рамным каркасом

$$T_1=0.085n, (n \leq 12);$$

- для общественных зданий с железобетонным рамным каркасом

$$T_1=0.09n, (n \leq 12)$$

- для зданий с железобетонным рамно-связевым каркасом

$$T_1=0.06n, (n \leq 16);$$

- для многоэтажных зданий с металлическим рамным каркасом

$$T_1=0.1n, (n > 1);$$

где  $n$  - число этажей.

Периоды второй и третьей форм колебаний соответственно принимаются

$$T_2=0.33T_1, \quad T_3=0.2T_1.$$

### **6.6. Коэффициенты допустимых повреждений и предельные перекосы этажей**

6.6.1. Значение коэффициента  $k_1$ , учитывающий допустимые повреждения конструкций при землетрясениях, и соответствующие значения перекосов этажей для зданий и сооружений различных конструктивных решений принимаются по таблице 7.

Таблица 7

Назначение зданий и сооружений и их конструктивное решение	Значение коэффициента $k_1$ в зависимости от сейсмических зон		Значения перекоса этажей
	сейсмические зоны <b>1, 2</b>	сейсмическая зона <b>3</b>	
1. Здания и сооружения, в которых повреждения или неупругие деформации не допускаются	1.0	1.0	

<p>2. Жилые, общественные, производственные, сельскохозяйственные здания и сооружения, в которых допускаются повреждения, безопасные для жизни людей и не приводящие к выходу из строя оборудования (конструкции этих зданий после расчетного землетрясения подлежат восстановлению), при их осуществлении из:</p> <p>а) металлических конструкций</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- рамный каркас</li> <li>- рамно связевой каркас</li> </ul> <p>б) железобетонных конструкций</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- рамный каркас</li> <li>- рамно связевой каркас</li> <li>- с несущими крупнопанельными стенами</li> <li>- с несущими монолитными стенами</li> </ul> <p>в) каменных и кирпичных стеновых конструкций</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- усиленных железобетонными включениями (комплексные)</li> <li>- из стеновых крупных блоков</li> <li>- из искусственных (в том числе кирпичей) и природных камней правильной формы и кладки "мидис"</li> </ul>	0.30	0.25	1/150
	0.35	0.30	1/200
	0.40	0.35	1/200
	0.45	0.40	1/300
	0.45	0.40	1/350
	0.45	0.40	1/350
	0.60	0.55	1/500
	0.65	0.60	1/550
	0.70	0.60	1/600
	3. Здания и сооружения со специальными системами сейсмозащиты на уровне фундаментов:	согласно пункту 2	
- при расчете элементов выше фундамента	1	0,8	
- при расчете элементов ниже сейсмоизолирующих устройств (в том числе резинометаллических опор)			
4. Здания и сооружения, не указанные в позициях 1-2	0.20	0.15	

### **6.7. Сейсмические нагрузки для зданий и сооружений по степени их ответственности**

6.7.1. Значение коэффициента ответственности  $k_2$ , входящего в формулу (3) для зданий и сооружений принимается по таблице 8.

Таблица 8

Назначение зданий и сооружений	Значение коэффициента $k_2$
1. Особо ответственные гражданские, промышленные, энергетические, гидротехнические и транспортные сооружения *	1.5
2. Вокзалы для пассажиров 200 и более, театры, кинотеатры, здания аэропортов, крытые стадионы, торговые центры	1.35
3. Здания общеобразовательных школ, образовательных комплексов, колледжей, училищ, детских садов, больниц, высших учебных заведений	1.30
4. Системы энерго- и водоснабжения, здания пожарной службы, телефонной и телеграфной связи, поли-цейских участков, банков, республиканских, городских и общинных административных органов	1.20
5. Здания и сооружения, разрушение которых не связано с гибелью людей, порчей ценного оборудования и не вызывает прекращения непрерывных технологических процессов организаций или загрязнения окружающей среды	0(0.5 (по согласованию с заказчиком)
6. Здания и сооружения не указанные в позициях 1-5	1.0



\* Перечень указанных сооружений устанавливается соответствующими уполномоченными государственными органами управления РА.

### 6.8. Учет взаимодействия “грунт-сооружение”

6.8.1. Значение коэффициента взаимодействия  $k_3$ , входящие в формулу (8), для зданий и сооружений с жесткой конструкцией фундаментов и с периодом первой формой колебания  $T_1$  (0.6 сек. принимается равным:

для грунтов II категории 
$$k_3 = 1.2 - \frac{0.2}{\sqrt{T_1}} \quad (10)$$

для грунтов III и IV категорий 
$$k_3 = 1.2 - \frac{0.25}{\sqrt{T_1}} \quad (11)$$

6.8.2. Значение коэффициента  $k_3$  принимается не менее 0.7. Для грунтов I категории, независимо от значения  $T_1$  и для грунтов II, III и IV категорий при  $T_1 > 0.6$ с, значения коэффициента  $k_3 = 1$ .

### 6.9. Учет влияния высших форм колебаний

6.9.1. Расчетные значения поперечных сил и изгибающих моментов, нормальных и касательных напряжений, перемещений и перекосов в конструкциях от сейсмических нагрузок в точке  $k$  с учетом высших форм колебаний определяются по формуле

$$N_k^p = \sqrt{\sum_{i=1}^v N_{ki}^2 + \sum_{\substack{j,i=1 \\ i \neq j}}^v N_{ki} \rho_{ij} N_{kj}} \quad (12)$$

где  $N_{ki}$ ,  $N_{kj}$  – значения усилий или напряжений, а также перемещений и перекосов в рассматриваемом сечении  $k$ , вызываемых сейсмическими нагрузками по  $i$ -ой или  $j$ -ой форме колебания соответственно по формулам по формулам (3) и (6);  $v$  - число форм колебаний.

Значения  $\rho_{ij}$  в зависимости от отношения периодов свободных колебаний приведены в таблице 9 (для коэффициента критического затухания 5% для всех форм колебаний).

6.9.2. Для зданий и сооружений с примерно равномерным распределением жесткостей и масс по высоте число учитываемых форм колебаний ( принимается равным трем, если значение периода первой формы колебаний  $T_1 < 0.4$ с; при  $T_1 > 0.4$ с учитывается только первая форма колебания. Для сооружений с резким изменением жесткостей и масс по высоте, независимо от значения  $T_1$ , число учитываемых форм колебаний ( устанавливается дополнительными вариантами расчетов с целью выявления максимального эффекта влияния высших форм колебаний.

Таблица 9

$T_j/T_i (T_i > T_j)$	$\rho_{ij} = \rho_{ji}$
1.00	1.000
0.97	0.896
0.95	0.791
0.93	0.681
0.90	0.473
0.85	0.273
0.80	0.166
0.75	0.108

0.70	0.071
(0.67	0

### **6.10. Вертикальные сейсмические воздействия**

6.10.1. Вертикальную составляющую сейсмического воздействия необходимо учитывать при расчете:

- а) горизонтальных и наклонных консольных конструкций;
- б) рам, арок, ферм и пространственных покрытий зданий и сооружений пролетом 24 и более метров;
- в) несущих стен каменных конструкций, стеновых панелей крупнопанельных зданий, диафрагм жесткости;
- г) сооружений и фундаментов на устойчивость, опрокидывание и скольжение;
- д) сооружений со сейсмоизоляцией;
- е) транспортных и гидротехнических сооружений.

6.10.2. Значения вертикальных сейсмических нагрузок определяются по формуле (3), а усилий – по формуле (12). Значения коэффициента сейсмичности  $A_B$  принимаются по таблице 6 умножением их на 0.70; коэффициента динамичности ( $i^B$  – по графикам (рисунок 7) или формулам (6)-(8) по периодам свободных вертикальных колебаний  $T_{i^B}$ ; коэффициентов повреждаемости  $k_1$  и ответственности  $k_2$  – соответственно по таблицам 7 и 8, а значения коэффициента взаимодействия  $k_3$  принимаются равной единице.

6.10.3. Расчет прочности несущих стен зданий из каменной кладки или кирпича, стеновых панелей крупнопанельных зданий, диафрагм жесткости каркасных зданий должен производиться на одновременное действие статических, горизонтальных и вертикальных сейсмических нагрузок. Значение вертикальной сейсмической нагрузки для зданий с периодом

вертикальных колебаний  $T_B < 0.15$  сек принимается равным  $0.7A_k k_1 Q_{\text{э}}$ , где  $Q_{\text{э}}$  – величина расчетной вертикальной статической нагрузки, действующей на данный элемент. Для зданий с периодом  $T_B > 0.5$  сек. вертикальная сейсмическая нагрузка уменьшается в 0.5 раза, а для зданий с периодами  $0.15 < T_B < 0.5$  сек, величина вертикальной сейсмической нагрузки принимается по линейной интерполяции. Направление действия вертикальной сейсмической нагрузки (вверх или вниз) следует принимать невыгодным для напряженного состояния рассматриваемого элемента.

6.10.4. Расчет прочности колонн каркасных зданий должен производиться на одновременное действие горизонтально и вертикально направленных сейсмических и статических нагрузок. При этом влияние вертикальной сейсмической составляющей учитывается увеличением расчетной, статически действующей нормальной силы  $N$  на величину  $0.7A_k k_1 N$ .

Расчетные изгибающие моменты в колоннах от горизонтальных сейсмических нагрузок из-за горизонтальных перемещений (перекосов) дополнительно увеличиваются на 10%.

6.10.5. Балки и плиты перекрытий жилых и общественных зданий следует рассчитывать на дополнительную вертикальную распределенную нагрузку равную  $1.5 \times 0.7A_k k_1 q$ , где  $q$  – нормативная статическая распределенная нагрузка (постоянная и временная).

### **6.11. Крутильные сейсмические воздействия**

6.11.1. При расчете на сейсмические воздействия зданий и сооружений, помимо горизонтальных и вертикальных сейсмических нагрузок, необходимо учитывать крутильные воздействия от вращательных движений грунта относительно вертикальной оси и от несовпадения центра масс и центра жесткости здания.

6.11.2. Значение расчетного крутящего момента  $M_k^{kp}$  на уровне k-ого этажа определяется по формуле

$$M_k^{kp} = P_k(e_k + e) \quad (13)$$

где  $P_k$  – значение поперечной силы на уровне k-ого этажа согласно (3);

$e_k$  – фактический эксцентриситет между центром масс и центром жесткостей k-ого этажа;

$e$  – дополнительное расчетное значение эксцентриситета от вращательного движения грунта, принимаемое в зависимости от периода основной формы колебания  $T_1$  и категории грунта равным:

для зданий и сооружений с  $T_1(0.5c$

$e = 0.03b$  при грунтах I категории

$e = 0.06b$  при грунтах II категории

$e = 0.08b$  при грунтах III и IV категории

для зданий и сооружений с  $T_1 > 0.5c$

$e = 0.02b$  при грунтах I категории

$e = 0.04b$  при грунтах II категории

$e = 0.05b$  при грунтах III и IV категории

где  $b$  – размер в плане k-ого этажа в направлении, перпендикулярном действию поперечной силы  $P_k$ .

## 6.12. Сейсмические нагрузки для отдельных элементов

6.12.1. Самонесущие стены, панели, перегородки (из своей плоскости), конструкции, возвышающиеся над зданием и имеющие по сравнению с ним незначительные размеры и вес (парапеты, фронтоны, дымоходы, вентиляционные трубы), а также крепления тяжелого оборудования следует рассчитывать на местную горизонтальную сейсмическую нагрузку по следующей формуле:

$$S_{\text{Э}} = A k_0 k_1 Q_k^{\text{Э}} \sqrt{\sum_{i=1}^3 \beta_i^2 \eta_{ki}^2} \quad (14)$$

где  $Q_k^{\text{Э}}$  – нормативная нагрузка от веса элемента, расположенного на k-ом этаже.

6.12.2. Консольные конструкции, балконы, козырьки, консоли для навесных стен, вес и размеры которых незначительны по сравнению с весом и размерами здания, следует рассчитывать на дополнительную вертикальную сейсмическую нагрузку по следующей формуле

$$S_k^B = 2 ( 0.70 ( A k_0 k_1 Q_k^{\text{Э}} \quad (15)$$

где  $Q_k^{\text{Э}}$  – нормативная нагрузка от веса консольного конструктивного элемента.

## 7. ЖИЛЫЕ, ОБЩЕСТВЕННЫЕ И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЕ ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

### 7.1. Основные принципы проектирования

7.1.1. Сейсмостойкость зданий и сооружений, помимо подбора сечений их элементов на основании расчета на нагрузки согласно настоящих норм, обеспечивается также соблюдением приведенных ниже требований, предъявляемых при их проектировании и возведении.

7.1.2. Объемно-планировочные и конструктивные решения зданий и сооружений должны удовлетворять условиям симметрии и равномерного распределения жесткостей и масс.

7.1.3. Применяемые материалы, конструкции и конструктивные схемы, а также геологические условия площадки строительства должны способствовать возникновению наименьших значений сейсмических инерционных сил.

7.1.4. Вертикальные несущие элементы по высоте здания должны быть непрерывными. Допускается поэтажное изменение величин жесткостей этажей по высоте здания при условии, что горизонтальная жесткость смежных этажей отличается друг от друга не более, чем на 25%.

7.1.5. В сборных железобетонных конструкциях следует стремиться к укрупнению размеров элементов, обеспечивая надежность и прочность стыков и их расположение вне зоны максимальных усилий. Соединения должны быть равнопрочными с соединяемыми элементами, их конструктивные решения должны обеспечивать возможность качественного выполнения монтажных работ. Следует отдавать предпочтение статически неопределимым системам конструкций.

7.1.6. Конструктивное решение зданий и сооружений должно исключать хрупкое и внезапное разрушение элементов, конструкций и их соединений и способствовать возможности их пластического деформирования без нарушения общей устойчивости зданий и сооружений.

7.1.7. Значение сжимающей нагрузки в колоннах многоэтажных зданий с железобетонным каркасом от собственного веса конструкции и других вертикальных статических нагрузок в наиболее нагруженном сечении (как правило на уровне обреза фундамента) соответственно в сейсмических зонах **1, 2, 3** не должно превышать  **$0.9N_R$ ,  $0.8N_R$  и  $0.7 N_R$** , где  $N_R$  – расчетное значение несущей способности того же сечения при осевом сжатии (без учета работы продольной арматуры).

7.1.8. Многоэтажные и высотные здания и сооружения, а также малоэтажные гибкие здания, следует возводить на плотных грунтах, а малоэтажные и жесткие здания и сооружения на сравнительно мягких грунтах, обеспечивая соблюдение одного из следующих условий

$$T_1 > 1.5T_0$$

$$1.5T_1 < T_0$$

где  $T_1$  – период первой формы свободных колебаний надземного сооружения (пункт 6.5),

$T_0$  – преобладающий период колебаний грунтовой толщи (пункт 5.3.4).

7.1.9. В случае необходимости устройства в фасадах жилых зданий тяжелых декоративных элементов, скульптурных украшений, карнизов и парапетов их закрепление со зданием должно быть осуществлено по расчету согласно пункту 6.12.1. Тяжелое оборудование следует располагать на нижних этажах и проверять расчетом их крепления к несущим конструкциям, учитывая при этом дополнительные сейсмические усилия в несущих элементах конструкции.

## **7.2. Требования по застройке**

7.2.1. При разработке генеральных планов городов и населенных пунктов зонирование территорий по степени опасности сейсмических воздействий следует произвести согласно положениям раздела 5.3 настоящих норм.

7.2.2. При разработке проектов планировки и застройки селитебных территорий необходимо стремиться к простой застройке с возможно широкими улицами и проездами и меньшей плотностью заселения.

7.2.3. Массовая застройка жилых кварталов в 3-й сейсмической зоне на грунтах III категории по сейсмическим свойствам должна осуществляться, в основном, высотой до четырех этажей включительно.

7.2.4. На участках с грунтами IV категории проектирование и строительство жилых, общественных и производственных объектов производится согласно требованиям пункта 7.14 настоящих норм.

### 7.3. Антисейсмические швы, этажность, габариты, проемы

7.3.1. Здания должны иметь правильную геометрическую форму в плане. При наличии выступов последние не должны превышать двух метров для каменных и кирпичных зданий и шесть метров – для крупнопанельных, монолитных и каркасных зданий и удовлетворять условиям рисунка 4 а. Длина отсека здания не должна превышать его ширину более чем в четыре раза.

7.3.2. Перепады по высоте между смежными участками каменных и кирпичных зданий в пределах отсека, в том числе находящимися ниже планировочной отметки, должны быть высотой в один этаж, но не более чем 4,5 метра. Перекрытия смежных участков здания в пределах отсека необходимо располагать на одном уровне.

7.3.3. Здания и сооружения следует разделять антисейсмическими швами (рисунок 4) если их объемно-планировочные и конструктивные решения имеют сложную форму в плане или если их размеры в плане превышают указанные в таблице 10.

Таблица 10

Сейсмические зоны	Размеры отсеков $L_{max}$ , м по длине (ширине) при категории грунтов		
	I, II	III	IV
1	80	60	40
2	70	60	40
3	60	50	40

7.3.4. Антисейсмические швы следует выполнять возведением парных стен или рам, а также возведением рамы и стены. Ширина антисейсмического шва должна быть больше, чем значение суммарного горизонтального перемещения двух смежных отсеков от сейсмических нагрузок по настоящим нормам, но не менее чем 3 см. Антисейсмические швы должны разделять здания и сооружения по всей высоте. Допускается не устраивать шов в фундаменте, за исключением случаев, когда антисейсмический шов совпадает с осадочным. Конструкция антисейсмических швов и их заполнение (из легкого раздробляемого материала) не должны препятствовать взаимным горизонтальным перемещениям отсеков в двух направлениях при землетрясении. В одноэтажных зданиях высотой до 10 м на грунтах I и II категорий антисейсмические швы допускается не устраивать.

Все виды деформационных швов в зданиях и сооружениях должны одновременно отвечать нормативным требованиям, предъявляемым к антисейсмическим швам.

7.3.5. Предельные этажность и высоту (от планировочной отметки) зданий следует принимать по таблице 11. Этажность зданий в зависимости от типа каменной кладки принимается по таблице 12, а зданий с железобетонным каркасом в зависимости от конструктивного решения по таблице 14.

Таблица 11

Несущие конструкции	Предельная этажность и высота в сейсмической зоне (в скобках, м)		
	1	2	3
Металлические*	24(75)	21(66)	18(57)
Железобетонные*	20(63)	18(57)	16(51)
Каменные, кирпичные	5(17)	4(14)	4(14)

\* Проектирование зданий этажностью (высотой) более, чем указано в таблице 11 осуществляется применением специальных методов оценки сейсмической опасности строительной площадки и сейсмических нагрузок, а также специальными конструктивными мероприятиями, не предусмотренными настоящими нормами.

Проектирование и строительство таких зданий должно быть согласовано с соответствующим органом уполномоченного государственного управления

7.3.6. Проемы в несущих стенах должны быть симметричными. Их суммарная ширина должна быть меньше половины длины всей стены. При отсутствии элементов усиления размеры проемов должны соответствовать требованиям приведенным на рисунке 5.

7.3.7. Число надземных этажей зданий больниц и школ не должно превышать трех.

#### **7.4. Основания, фундаменты и подвальные этажи**

7.4.1. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений для строительства в сейсмических районах следует производить в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01 с учетом требований настоящего раздела.

7.4.2. При расчете фундаментов, возводимых на грунтах III и IV категорий с учетом сейсмических воздействий, следует производить дополнительную проверку на опрокидывание и сдвиг здания по подошве фундамента. В последнем случае учитывают трение подошвы фундамента о грунт.

7.4.3. Глубина заложения фундаментов в грунтах I и II категорий принимается такой же, как для фундаментов в несейсмических районах.

7.4.4. При строительстве на не скальных 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 4 стержней для 1 и 2 сейсмических зон и 6 стержней для 3 сейсмической зоны. Через каждые 300-400 мм продольные стержни должны быть соединены поперечными стержнями диаметром 6 мм. В случае выполнения стен подвалов из сборных панелей, конструктивно связанных с ленточными фундаментами, укладка указанного слоя раствора не требуется.

7.4.5. Фундаменты зданий или их отсеков, возводимых на грунтах III и IV категорий по сейсмическим свойствам, должны закладываться на одном уровне.

При невозможности заглубления фундаментов зданий или их отсеков на одном уровне в не скальных грунтах III и IV категорий допускается разность отметок соседних фундаментов  $(h (a (tg ( + c/p)$ .

где  $a$  - расстояние между фундаментами;

( и  $c$  – расчетные значения соответственно угла внутреннего трения

и удельного сцепления грунта;

$p$  - среднее давление под подошвой вышерасположенного фундамента от расчетных нагрузок.

7.4.6. В фундаментах и стенах подвалов 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.

7.4.7. Применение висячих свай не допускается. При проектировании свайных фундаментов заделку нижнего конца свай следует предусмотреть в скальных, крупнообломочных, плотные и средней плотности песчаных грунтах, полутвердых и тугопластичных глинистых грунтах.

7.4.8. Фундаменты многоэтажных каркасных зданий на грунтах II и III категорий следует устраивать в виде перекрестных железобетонных лент или сплошной плиты. При применении отдельно стоящих фундаментов они должны быть связаны распорками: в зонах 1 и 2 – по контуру здания; в зоне 3 – по всем осям здания.

7.4.9. В каменных зданиях следует применять фундаменты ленточные бутобетонные или из бутовой кладки. Для бутовой кладки должен применяться постелистый бутовый камень (не менее 50% от общего объема кладки) и раствор марки не ниже 50. Для бутовой кладки можно применять рваный камень при условии армирования сопряжений и пересечений фундаментных стен стальными сетками через 60 см по высоте и применении раствора не ниже марки 50. В зданиях высотой не более двух этажей допускается горизонтальное армирование выполнять через 90 см по высоте.

7.4.10. Подвалы следует устраивать под всем зданием (отсеком). При устройстве подвала под частью здания (отсека) следует стремиться к его симметричному расположению относительно главных осей здания (отсека):

7.4.11. Не допускается использовать в качестве оснований зданий и сооружений водонасыщенные грунты, обладающие свойствами динамического разжижения и структурной неустойчивости без проведения предпостроечных мероприятий, исключающих эти свойства.

## **7.5. Перекрытия и покрытия**

7.5.1. Перекрытия и покрытия должны быть в горизонтальной плоскости жесткими дисками, обеспечивающими надежную анкеровку несущих вертикальных конструкций здания и их совместную работу при сейсмических воздействиях.

7.5.2. Жесткость сборных железобетонных перекрытий в горизонтальной плоскости следует обеспечивать их замоноличиванием. Необходимо применять следующие конструктивные решения замоноличивания перекрытий из сборных железобетонных плит, имеющих по боковым граням рифленую или шпоночную поверхность, а по торцам – выпуски арматуры или закладные детали:

а) монтажные швы между плитами заполняются цементным раствором марки 100 или мелкозернистым бетоном класса В12,5; выпуски плит анкеруются в антисейсмические пояса или в железобетонных обвязках. На уровне опирания многопустотных панелей на ригели прямоугольного сечения устраиваются железобетонные обвязки, армированные по промежуточным рамам плоскими, а по крайним рядам – пространственными каркасами. По верху ригелей должны быть предусмотрены арматурные вертикальные выпуски площадью сечения не менее 5 см<sup>2</sup> на один погонный метр длины ригеля;

б) плиты перекрытий укладываются с раздвижкой в пределах 120-200 мм. Предусматривается установка между плитами арматурного каркаса с четырьмя стержнями продольной арматуры диаметром не менее 10 мм и поперечной арматуры диаметром не менее 6 мм, шагом не более 200 мм. Бетон монолитного участка – мелкозернистый, класса В15;

в) способ замоноличивания, как и по типу 7.5.2 б с дополнительным устройством поверху плит перекрытия слоя толщиной 50 мм из мелкозернистого бетона класса не менее В15, армированного сеткой из арматуры диаметром 3-4 мм с ячейкой не более 200 мм. Сетку следует пропускать через арматурный каркас уширенного шва.

При применении других типов плит, отличающихся от плит, указанных в данном пункте, следует предусмотреть конструктивные мероприятия, обеспечивающие монолитность конструкции перекрытия.

7.5.3. Замоноличивание диска покрытия в одноэтажных каркасных производственных зданиях следует обеспечивать приваркой ребристых плит к закладным изделиям стропильных конструкций, установкой арматурных каркасов в продольные швы между плитами в местах их пересечения с поперечными швами, устройством шпонок при заполнении швом раствором или мелкозернистым бетоном класса В15 между плитами, соединением смежных плит между собой по верху.

7.5.4. Опирание плит перекрытий принимается не менее:

а) на каменные и кирпичные стены – 125 мм;

- б) на крупнопанельные: при опирании панелей по контуру – 60 мм, при балочном – 80 мм;
- в) для всех остальных случаев – 90 мм.

Независимо от вида опорных конструкций сборные плиты перекрытий должны укладываться на слой цементного раствора марки не ниже 100.

На верхних этажах каркасных зданий более девяти этажей опорные участки панелей перекрытий рекомендуется дополнительно усилить укладкой бетона шириной 80 см по арматурной сетке.

## **7.6. Лестницы, перегородки, балконы**

7.6.1. Расположение и количество лестничных клеток должно соответствовать требованиям СНРА II-8.04.01, но в зданиях этажностью три и более – не менее одной в пределах каждого отсека между антисейсмическими швами. При этом для зданий высотой более двух этажей лестничные клетки должны быть расположены в пределах их планов. В отсеках, в которых не предусматривается постоянное пребывание людей (переходы галерей, помещения венткамер и др.), допускается не предусматривать лестничные клетки, если этого не требуется по другим нормам.

7.6.2. Ограждающие конструкции лестничных клеток и лифтовых шахт каркасных зданий следует устраивать или как встроенные конструкции с поэтажной разрезкой, не участвующие в совместной работе с каркасом или как жесткие ядра, воспринимающие горизонтальную сейсмическую нагрузку, но с соблюдением требований пункта 7.1.2 о симметрии и равномерном распределении жесткостей и масс.

Применение лестниц с металлическими косоурами и уложенными по ним штучными ступенями возможно только при условии закрепления ступеней к косоурам.

7.6.3. В зданиях высотой три и более этажей с несущими каменными стенами, расположенных в сейсмической зоне 3, выходы из лестничных клеток следует устраивать по обе стороны здания.

7.6.4. Перегородки должны быть легкими, крупноразмерными и иметь надежную связь с несущими элементами здания. В зданиях высотой до пяти этажей для устройства перегородок допускается применять мелкоразмерные изделия из легких материалов (кирпич, камни, блоки из природных пористых горных пород, легкобетонные и ячеистые блоки, гипсовые плиты). Перегородки из мелкоразмерных изделий следует армировать на всю длину не реже, чем через 600 мм по высоте, арматурой общим сечением в шве не менее 0,3 см<sup>2</sup>.

7.6.5. Перегородки не должны участвовать в восприятии сейсмических сил и поэтому должны крепиться к несущим элементам в обоих направлениях здания гибко, обеспечивая при этом их устойчивость от опрокидывания.

7.6.6. Для обеспечения отдельного деформирования перегородок и несущих конструкций зданий при сейсмических воздействиях вдоль перегородок следует:

а) устраивать в перегородках, расположенных между колоннами или стенами здания, а также в местах сопряжения прикрепленных к элементам каркаса здания перегородок, вертикальные антисейсмические швы, ширина которых определяется расчетом и принимается по максимальной величине перегиба этажей зданий при действии расчетных нагрузок, но не менее 20 мм;

б) устраивать горизонтальные антисейсмические швы шириной не менее 20 мм между верхней гранью перегородок и элементами перекрытий с учетом их прогиба под нагрузкой;

в) заполнять вертикальные и горизонтальные швы эластичным материалом.

7.6.7. Прочность перегородок и их креплений должна быть подтверждена расчетом на действие местных сейсмических нагрузок согласно п. 6.12.



7.6.8. Консольные балконы каменных зданий должны иметь вынос не более 1,5 м и быть надежно заанкеренными в монолитных элементах, включая пояса и являться продолжением перекрытия. Они рассчитываются как консольные плиты (пункт 6.12.2.).

### **7.7. Водопровод, канализация, отопление, газоснабжение**

7.7.1 Вводы водопроводов, внутренние водопроводные сети, трубопроводы насосных установок, установок очистки и подготовки воды, а также обвязки регулирующих емкостей (баков и резервуаров) следует выполнять из стальных труб, а также из полиэтиленовых труб высокой плотности (ПВП) диаметром до 125 мм, низкой плотности (ПВП) диаметром от 140 до 500 мм; тип полиэтиленовых труб "Тяжелый". Применение для этих целей чугунных, асбестоцементных, стеклянных труб, а также полиэтиленовых труб легкого и среднего типа не допускается.

7.7.2. При соответствующем обосновании укладку труб под фундаменты здания можно предусматривать в футлярах из стальных или железобетонных труб; при этом расстояние между верхом и подошвой фундамента должно быть не менее 200 мм. Прочность футляра обосновывается расчетом.

7.7.3. В фундаментах или наружных подвальных стенах для прокладки трубопроводов следует предусматривать отверстия, обеспечивающие зазор между трубами и стеной не менее 100 мм. Зазоры в проемах заполнять плотным эластичным негорючим водо- и газонепроницаемым материалом. При площади отверстия (проема) 0,3 м<sup>2</sup> и более следует предусматривать его армирование по периметру. Отверстия во внутренних стенах подвальных этажей и технических подполий, которые разделяют отдельные отсеки и имеют проемы без заполнения, можно не заделывать.

7.7.4. Внутри зданий в местах пересечения деформационных швов на трубопроводах следует предусматривать установку компенсаторов. Не допускается пересечение канализационными трубами конструкций деформационных швов зданий.

7.7.5. Здания, разделенные антисейсмическими швами, следует оборудовать раздельными системами отопления с отдельными вводами и тепловыми узлами.

7.7.6. На вводах перед измерительными устройствами, а также в местах присоединения трубопроводов к насосам и бакам необходимо предусматривать гибкие соединения, допускающие угловые и продольные перемещения концов трубопроводов.

7.7.7. При выполнении сварочных работ по осуществлению стыков соединений стальных труб следует обеспечивать равнопрочность сварного соединения с телом трубы. Не допускается применять ручную газовую сварку. Сварные соединения трубопроводов следует усиливать накладными муфтами на сварке.

7.7.8. Пожарные гидранты, а также колодцы с задвижками на трубопроводах следует располагать так, чтобы вероятность их завала в случае обрушения окружающих зданий и сооружений была наименьшей.

7.7.9. Материалы труб для канализационных трубопроводов, следует принимать согласно СНиП 2.04.03.

### **7.8. Особенности проектирования железобетонных конструкций**

7.8.1. При проектировании железобетонных конструкций следует руководствоваться положениями СНиП 2.03.01 с учетом нижеследующих требований.

7.8.2. При расчете прочности нормальных сечений изгибаемых и внецентренно сжатых элементов предельную характеристику сжатой зоны бетона ( $R$  следует принимать с коэффициентом 0,75).

7.8.3. Насыщение внецентренно сжатых элементов продольной арматурой не должно превышать 4% от площади сечения элемента для арматуры классов А-I, А-II, А-III и 3% - для арматуры класса А<sub>T</sub>-IVC. Если это насыщение превышает 3%, хомуты должны устанавливаться с шагом

не более  $8d_s$  и не более 200 мм, где  $d_s$  -наименьший диаметр сжатой продольной арматуры.

7.8.4. Во внецентренно сжатых и изгибаемых элементах поперечная арматура устанавливается расчетом наклонных сечений по прочности. Для основных конструктивных элементов она должна быть диаметром не менее 8 мм, ставиться на расстоянии шагом не более  $10 d_s$  при вязаных каркасах и более  $12 d_s$  при сварных каркасах. При этом поперечной арматурой должно обеспечиваться закрепление сжатых арматурных стержней от изгиба в любом направлении. Концы хомутов необходимо загибать вокруг стержня продольной арматуры и заводить во внутрь бетонного ядра на длину  $6 d_{sw}$ , где  $d_{sw}$  – диаметр хомутов.

7.8.5. Стыкование продольной арматуры колонн должно выполняться со сваркой стержней посредством двусторонних арматурных накладок. При диаметре арматуры 22 мм и менее допускается ее стыкование вне зоны с максимальным расчетным значением изгибающего момента внахлестку со сваркой.

Длину сварных швов стыкуемых стержней следует принимать на 30% больше значений, установленных СНиП 2.03.01.

В стеновых элементах и диафрагмах допускается применение стыкования продольной арматуры диаметром до 16 мм внахлестку без сварки, соблюдая требования СНиП 2.03.01.

7.8.6. У торцовых граней стеновых элементов должны предусматриваться стержни продольной вертикальной арматуры с суммарной площадью сечения не менее 0,05% от площади поперечного сечения стенового элемента. По полю стены, у обеих боковых граней, должно предусматриваться горизонтальное и вертикальное армирование с суммарной площадью не менее 0,1% от площади соответствующего сечения стенового элемента. Арматура стеновых элементов должна быть закреплена специальными стержнями, предотвращающими ее выпучивание. В пересечениях стен, в местах резкого изменения их толщины и у граней, образующих проемы, должна предусматриваться установка дополнительных стержней.

Стыковые сопряжения стеновых элементов выполняются согласно расчету. Сечение стальных связей должно быть не менее  $1,0 \text{ см}^2$  на один п.м. стены.

7.8.7. Усилия, определяемые из условия прочности сечений предварительно напряженных конструкций при сейсмических воздействиях, должны превышать усилия, воспринимаемые сечением при образовании трещин, не менее, чем на 25%. В предварительно напряженных конструкциях не допускается применять арматуру, для которой относительное удлинение после разрыва ниже 2%, а также арматурные канаты и стержневую арматуру периодического профиля диаметром более 28 мм без специальных анкеров.

В конструкциях с натяжением арматуры на бетон напрягаемую арматуру следует располагать в каналах, в дальнейшем заполняемых бетоном или раствором.

## **7.9. Здания с несущими стенами из каменной кладки**

7.9.1. Для кладок несущих и самонесущих стен (в т.ч. подвалов и цоколей), а также заполнений каркаса, участвующих в восприятии сейсмических нагрузок (далее – заполнение каркаса), применяются следующие каменные материалы, удовлетворяющие требованиям соответствующих стандартов и технических условий:

- а) камни правильной формы из туфов;
- б) камни строительные из туфов и базальтов;
- в) камни строительные типа “Арагац” и “Урарту” заводского производства;
- г) камни бетонные и блоки;
- д) камень бутовый, в т.ч. из туфа.;
- е) кирпич полнотелый или пустотелый, керамические камни.

Требования, предъявляемые к каменным материалам, регламентируются соответствующими нормативными документами по каменным конструкциям СНРА IV-13.01.

7.9.2. Каменная кладка, выполненная из материалов, указанных в предыдущих пунктах, должна иметь временное сопротивление осевому растяжению по неперевязанным швам (нормальное сцепление)  $R_{nt}$  не менее 120 КПа (1,2 кгс/см<sup>2</sup>). Для обеспечения требуемого значения  $R_{nt}$  следует строго придерживаться правил производства каменных работ, а в отдельных случаях применять растворы со специальными добавками, повышающими прочность нормального сцепления раствора с камнем. При невозможности получения на площадке строительства требуемого значения  $R_{nt}$  применение каменной кладки не допускается.

7.9.3. Конструктивные решения (типы) кладок по сопротивляемости сейсмическим воздействиям приведены в таблице 12.

7.9.4. Высота этажа зданий из кладки I-III типов не должна превышать в 1, 2, 3 сейсмических зонах соответственно 6,5; 4,5; 4,0 м, а при кладке стен IV типа – соответственно 5,4; 3,5; 3,0 м. При этом отношение высоты этажа к толщине стен должно быть не более 12.

7.9.5. Выполнение каменной кладки несущих и самонесущих стен и заполнений каркаса при отрицательной температуре окружающего воздуха не допускается. Производство каменных работ в таких условиях может быть допущено только по специальным техническим условиям.

7.9.6. При проектировании зданий с несущими каменными стенами, кроме общих требований, должны соблюдаться также следующие требования:

а) тип кладки и материал стен в пределах здания (отсека), должны быть одинаковыми. Применение различных конструкций или материалов возможно если горизонтальная жесткость смежных этажей отличается более, чем на 20%; материалы стен в пределах одного этажа одинаковым; величина объемной массы кладки стен вышерасположенного этажа не должна превышать таковой нижерасположенного этажа;

б) в зданиях высотой два и более этажей, кроме наружных продольных стен, должна быть, по крайней мере, одна внутренняя продольная стена. При расстоянии между наружными продольными стенами, не превышающими 7,2 м, внутреннюю продольную стену можно не устраивать;

в) расстояния между осями продольных и поперечных стен должны проверяться расчетом и быть не более приведенных в таблице 12. Внутренние поперечные и продольные стены частично могут быть заменены железобетонными рамами, воспринимающими сейсмическую нагрузку по грузовым площадям. При этом между каменными стенами можно располагать только одну раму. В плане рамы должны располагаться симметрично относительно главных осей здания (отсека);

Таблица 12

Конструктивные решения кладок	Тип кладки
Кладка комплексной конструкции с вертикальными железобетонными сердечниками, соединенными с фундаментами и антисейсмическими поясами на всех этажах. Сердечники должны быть связаны с кладкой стен с шагом не более чем через 60 см по высоте стальными сетками, пропускаемыми сквозь тело сердечников и выступающими в обе стороны на 60 см. Стены комплексной конструкции должны быть запроектированы с сердечниками, образующими как четкий каркас (Ia), так и усиливающими стены и простенки, образующими нечеткий каркас (Iб).	I
Кладка, армированная вертикальной и горизонтальной арматурой,	II

принимаемой по расчету. Вертикальная арматура должна анкеро-ваться в фундамент и антисейсмические пояса. Горизонтальная ар-матура (в виде сеток) должна устанавливаться с шагом по высоте не более 60 см.	
Кладка, армированная по расчету горизонтальными стальными сет-ками с шагом по высоте не более 60 см.	III
Кладка с конструктивным поперечным армированием стальными сетками только сопряжений и пересечений стен. Сетки должны укладываться в кладке стен зданий, расположенных в сейсмических зонах 1, 2 и 3 соответственно с шагом не более чем через 90, 60 и 30 см. Общая площадь сечения продольной арматуры в сетках должна быть не менее 1,0 см <sup>2</sup> , а длина сеток не менее 1,5 м.	IV
Конструктивное армирование, предусмотренное для IV типа кладки является обязательным для всех типов независимо от расчета.	

г) внутренние стены здания (отсека) должны быть сквозными на всю ширину или длину здания (отсека) – без смещения осей в плане;

д) простенки, а также проемы в стенах, по возможности, принимать одинаковой ширины;

е) при перекрытиях из сборных железобетонных панелей по верху кладки стен каждого этажа под панелями перекрытий должен устраиваться армированный стальной сеткой слой толщиной 8 см из бетона класса не ниже В12,5 на мелком заполнителе.

В случаях, когда под панелями перекрытий предусматривается антисейсмический пояс, слой армированного бетона допускается не устраивать.

7.9.7. Значения расчетных сопротивлений кладки  $R_t$ ,  $R_{tb}$  и  $R_{sq}$  в зависимости от величины  $R_{nt}$ , полученной в результате испытаний, проводимых в районе строительства, следует определять по следующим выражениям:

$$R_t = 0,45 R_{nt},$$

$$R_{tb} = 0,7 R_{nt},$$

$$R_{sq} = 0,8 R_{nt}.$$

Таблица 13

Тип кладки (согласно пункту 7.9.3)	Расстояния между осями продольных и поперечных стен, м, в сейсмических зонах		
	1	2	3
Ia	15	12	9
Iб	12	10	8
II	12	9	7
III и IV	10	8	6
Тип кладки (согласно пункту 7.9.3)	Предельная этажность зданий в сейсмических зонах		
	1	2	3
Ia и Iб	5	4	4
II	4	3	3
III	3	3	2
IV	3	2	2

7.9.8. Размеры элементов несущих и самонесущих стен и заполнений каркаса из каменной кладки следует принимать по расчету. Они должны также удовлетворять требованиям, приведенным в таблице 14.

7.9.9. При недостаточной несущей способности простенков их необходимо усиливать железобетонными включениями по торцам простенка. Продольная арматура

включений должна быть заанкерена в перемычках или антисейсмических поясах и связана хомутами, уложенными в горизонтальных швах кладки.

7.9.10. На уровне перекрытий и покрытий по всем продольным и поперечным стенам должны устраиваться монолитные железобетонные антисейсмические пояса, надежно связанные с ниже и выше расположенной кладкой стен. Отсутствие дополнительных конструктивных мероприятий по обеспечению надежной связи антисейсмического пояса с кладкой стен должна быть обоснована расчетом. Антисейсмический пояс (с опорным участком перекрытия) должен устраиваться на всю толщину стены. В наружных стенах толщиной 50 см и более ширина пояса может быть уменьшена на 10-15 см. Высота пояса должна быть не менее 20 см и не менее высоты ряда при туфовой кладке, класс бетона – не ниже В12,5.

Антисейсмические пояса должны иметь продольную арматуру 4 Ш 10 в 1 и 2 и 4 Ш 12 – в 3 сейсмической зоне; при ширине пояса более 40 см- соответственно 6 Ш 10 и 6 Ш 12. Конструирование антисейсмических поясов следует осуществлять в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01.

7.9.11. В зданиях с монолитными железобетонными перекрытиями, заделанными по контуру в стены, антисейсмические пояса допускается не устраивать. При этом глубина заделки в наружных стенах должна быть не менее 2/3 толщины стены.

7.9.12. В зданиях с несущими каменными стенами первые этажи, используемые под магазины и помещения, требующие большой свободной площади, допускается выполнять в железобетонных конструкциях, удовлетворяя требования пункта 7.9.6 об ограничении отличия горизонтальных жесткостей смежных этажей.

7.9.13. Перемычки должны быть железобетонными и устраиваться на всю толщину стены и заделываться в кладку на глубину не менее 35 см. При ширине проема 1,0 м и менее допускается принимать глубину заделки 25 см. В наружных стенах толщиной 50 см и более ширину перемычек можно уменьшать на 10-15 см (на толщину облицовочного камня). Перемычки соединять с антисейсмическими поясами в единую конструкцию.

Таблица 14

N п/п	Элементы стен	Сейсмические зоны		
		1	2	3
1	Ширина простенков (м), не менее, при типах кладки:			
	I	0,8	1,0	1,20
	II	1,0	1,20	1,60
	III и IV	1,20	1,60	2,00
2	Ширина проемов (м), не более	3,5	3,0	2,5
3	Отношение ширины простенка к ширине проема, не менее	0,40	0,50	0,80
1. Ширину угловых участков следует принимать на 30 см больше указанной в пункте 1 таблицы 14. 2. Простенки, имеющие ширину меньше указанной в таблице 14, необходимо усилить согласно пункта 7.9.9. Ширина простенка с усилением должна быть не менее 70% от указанной в настоящей таблице. 3. Проемы большей ширины следует окаймлять железобетонной рамой, образуемой вертикальными сердечниками в соответствии с пунктом 7.9.4 и антисейсмическими поясами (или монолитными перемычками). Ширина проемов с усилением не должна превышать указанной в таблице более, чем на 20%.				

7.9.14. Лестничные площадки должны заделываться в кладку на глубину не менее 25 см. Дверные и оконные проемы в каменных стенах лестничных клеток зданий должны иметь железобетонные обрамления, продольная арматура которых заанкерена в

антисейсмические пояса. Необходимо предусмотреть крепление сборных маршей и связь лестничных площадок с перекрытиями.

7.9.15. Карнизы при выносе более половины толщины стены и парапеты должны закрепляться анкерами или вертикальными железобетонными включениями, заделанными в антисейсмический пояс. Расстояние между анкерами или железобетонными включениями не должно превышать 2,0 м.

7.9.16. В щипцовых стенах, выполненных из каменной кладки, следует предусмотреть железобетонный каркас, состоящий из верхней обвязки и стоек, заделанных в антисейсмический пояс. Кладку связывают со стойками арматурными сетками, укладываемыми в горизонтальных швах с соблюдением требований пункта 7.9.3. Площадь сечения продольной арматуры стоек должна быть определена расчетом с учетом сейсмического воздействия.

При выполнении стен здания комплексными конструкциями, стойки каркаса щипцовой стены следует совмещать со стойками основного каркаса.

### **7.10. Крупнопанельные здания**

7.10.1. Крупнопанельные здания следует проектировать по ячеистой пространственной системе, образованной объединением продольной и поперечной стен между собой и с перекрытиями (покрытиями) в единую конструктивную схему. При этом следует:

- а) их пространственные ячейки, а также рядовые и торцовые секции проектировать квадратной в плане формы с размерами ячеек, не превышающими две высоты этажа,
- б) количество продольных и поперечных стен секции принимать равными между собой.

7.10.2. Стены по всей длине и ширине крупнопанельных зданий должны быть непрерывными. Панели стен следует предусматривать на одну ячейку, панели перекрытий – не более двух на одну ячейку.

7.10.3. Лоджии должны быть, как правило, длиной, равной расстоянию между соседними стенами. В местах размещения лоджий в плоскости наружных стен следует предусматривать устройство железобетонных рам. Устройство эркеров не допускается.

7.10.4. Вертикальные и горизонтальные соединения панелей продольных и поперечных стен между собой и с перекрытиями (покрытиями) следует осуществлять сваркой стержневых и петлевых выпусков из панелей стен и перекрытий с вертикальными и горизонтальными арматурными стержнями с последующим замоноличиванием стыков мелкозернистыми бетонами с пониженными, по сравнению со сборными элементами, значениями модуля упругости и усадкой. При этом все торцовые грани панелей стен и перекрытий (покрытий) следует проектировать с зубчатыми поверхностями: количество и необходимые габариты зубьев следует устанавливать по расчету, но не менее: длина зубьев равна толщине панели, ширина и высота зубьев – по 40 мм.

### **7.11. Здания с железобетонным каркасом**

7.11.1. Этажность жилых, общественных и производственных зданий должна приниматься исходя из конструктивного решения и сейсмической зоны согласно таблице 15.

7.11.2. Пространственный рамный каркас многоэтажного здания следует проектировать с жесткими рамными узлами.

7.11.3 В зданиях с пространственным рамным каркасом и диафрагмами жесткости последние должны быть установлены в количестве не менее двух в каждом направлении, симметрично относительно центра тяжести здания и на расстоянии друг от друга в зависимости от типа междуэтажного перекрытия, указанного в пункте 7.5.2. и результатов расчетов, но не более:

12 м – при перекрытиях типа а),

15 м - при перекрытиях типа б),

18 м - при перекрытиях типа в).

Диафрагмы жесткости должны быть непрерывными по всей высоте здания.

7.11.4. В каркасных зданиях с ядрами жесткости последние должны размещаться симметрично относительно их центральной оси. В зданиях, возводимых методом подъема этажей и перекрытий. Междуэтажные перекрытия следует проектировать надежно связанными с ядрами жесткости и обеспечивающими совместную работу всей системы.

7.11.5. В каркасных зданиях наружные и внутренние стены могут быть навесными, самонесущими или в виде заполнения каркаса каменной кладкой, Если заполнение принимается участвующим в работе конструкции, то оно рассчитывается и конструируется как диафрагма. Для заполнения, не участвующего в работе конструкции, необходимо предусматривать швы в местах его сопряжения с колонной и верхним ригелем (с учетом его прогиба) шириной не менее 20 мм. Швы заполняются эластичным материалом.

В зданиях с продольными и поперечными диафрагмами жесткости допускается стены связывать с каркасом не гибко, при этом они должны учитываться как заполнение участвующее в работе конструкции. Допустимость таких стен в каждом конкретном случае должна быть обоснована соответствующими расчетами

Таблица 15

N	Конструктивное решение каркаса зданий	Предельная этажность в сейсмической зоне		
		1	2	3
1	Из сборных линейных элементов: а) рамной схемы; б) рамно-связевой схемы	4	3	2
		7	6	5
2	Сборно-монокристаллический рамной схемы; а) из линейных элементов; б) из плоских или пространственных сборных элементов	7	5	4
		9	7	5
3	Сборно-монокристаллический рамно-связевой схемы: а) из линейных элементов; б) из плоских или пространственных сборных элементов	14	12	9
		16	14	10
4	Монокристаллический: а) рамной схемы; б) рамно-связевой схемы	12	10	8
		18	16	14
5	С ядрами жесткости: а) со сборными элементами каркаса; б) со сборно-монокристаллическими и монокристаллическими элементами каркаса; - в том числе одним ядром жесткости и железобетонными диафрагмами	12	10	8
		14	12	10
6	Монокристаллический с жесткой (несущей) арматурой: а) рамной схемы; б) рамно-связевой схемы	14	12	10
		20	18	16

7.11.6. Строительство зданий с неполным каркасом и с несущими каменными стенами по контуру не допускается.

7.11.7. Колонны зданий с железобетонным каркасом этажностью три и более следует принимать сечением не менее 40x40 см из бетона класса не менее В20. Диафрагмы жесткости должны быть толщиной не менее 16 см.

При одном ядре жесткости необходимо по всей высоте предусмотреть не менее две железобетонные диафрагмы жесткости в продольном и поперечном направлениях.

7.11.8. В зданиях со сборными диафрагмами жесткости следует обеспечивать непосредственную передачу нагрузки от верхнего сборного элемента на нижний.

7.11.9. Сопряжения сборных элементов каркаса в зоне жесткого рамного узла путем сварки закладных деталей не допускаются, за исключением узлов опирания ригелей на железобетонные консоли колонн многоэтажных производственных зданий. В сопряжениях сборных ригелей с колоннами должно быть обеспечено восприятие срезающих усилий устройством специальных горизонтальных выпусков в колоннах или другими экспериментально обоснованными конструктивными решениями.

7.11.10. Прочность рамных узлов каркаса должна быть обоснована соответствующим расчетом.

7.11.11. Колонны многоэтажных зданий в пределах высоты жестких рамных узлов должны быть усилены сварными сетками косвенного армирования. Если по результатам расчета установка сеток не требуется, можно заменять замкнутой поперечной арматурой диаметром не менее 8 мм, шагом не более 100 мм.

7.11.12. Поперечная арматура на опираниях элементов каркаса длиной  $2h$ , должна быть установлена шагом не более  $h/4$ ,  $10d_s$  и 100 мм, где  $h$  – высота поперечного сечения элемента,  $d_s$  – диаметр продольной арматуры. Площадь сечения и диаметр ее должны отвечать требованиям пункта 3.8.6.

7.11.13. Самонесущие каменные стены допускаются при шаге колонн шести метров и высоте их не более девяти метров. На уровне перекрытий или верха оконных проемов в стенах должны устраиваться антисейсмические пояса гибкими связями соединенные с каркасом здания. При пересечении поперечных и продольных стен обязательно устройство антисейсмического шва на всю высоту стен. Самонесущие стены и их связи с каркасом должны рассчитываться на местные сейсмические нагрузки согласно пункта 6.12.1, действующие из плоскости стен.

## **7.12. Здания из монолитного железобетона**

7.12.1. Монолитные здания следует проектировать с перекрестно-стеновой конструктивной схемой с несущими или ненесущими наружными стенами и со сквозными (на всю ширину и длину здания) продольными и поперечными внутренними несущими стенами, не имеющими изломов (смещений) в плане. Наружные ненесущие стены могут проектироваться ломанными в плане, с выступами не более трех м. В зданиях с наружными несущими стенами допускаются местные изломы (смещения) внутренних стен. Для зданий с несущими наружными стенами высотой более пяти этажей следует предусматривать не менее двух внутренних продольных несущих стен. Максимальные расстояния между осями несущих стен монолитных зданий должны составлять не более 7,2 м. Длина участка стен в плане может отличаться не более, чем в 1,5 раза. Взаимоперпендикулярные участки стен в плане должны иметь примерно одинаковую длину.

7.12.2. При расчете несущих стеновых конструкций монолитных зданий на горизонтальные сейсмические нагрузки следует проверять также прочность:

- а) горизонтальных и наклонных сечений глухих стен и простенков;
- б) вертикальных сопряжений стен;
- в) нормальных сечений в опорных зонах перемычек, сечений в пределах полосы между возможными наклонными трещинами и по наклонной трещине.

7.12.3. Погонные жесткости перемычек и простенков могут отличаться не более, чем в два раза. При этом армирование несущих стен у граней проемов можно выполнять плоскими каркасами, а пространственные каркасы устанавливать только у крайних граней пилонов. В простенках, с отношением их высоты к длине в плане равным двум и более, пространственные



арматурные каркасы крайних граней необходимо усиливать дополнительной поперечной арматурой в опорных зонах. На высоту, равную удвоенной толщине простенка, рекомендуется устанавливать хомуты с шагом не более 100 мм. Жесткость перемычек следует определять с учетом жесткости перекрытий. Ширину перекрытий следует принимать с каждой стороны перемычек, равную половине их пролета в свету в направлении, перпендикулярном к продольной оси перемычек.

7.12.4. Горизонтальные технологические швы монолитных стен следует предусматривать на уровне перекрытия. Эти швы необходимо усиливать местным конструктивным армированием установкой вертикальных коротких арматурных каркасов между основными каркасами, армирующими поле стен. Вдоль горизонтальных технологических швов следует устраивать армированные шпонки с шагом, равным шагу вертикальных каркасов. Сопряжения взаимопересекающихся в плане стен следует дополнительно армировать путем установки горизонтальных коротких арматурных каркасов или отдельных стержней между основными горизонтальными стержнями, объединяющими вертикальные каркасы стен.

7.12.5. При определении жесткостных характеристик стен-диафрагм одного направления необходимо учитывать влияние примыкающих к ним стен перпендикулярного направления с полным их сечением. Арматура по полю стен устанавливается по расчету. Независимо от результатов расчета минимальные проценты вертикального армирования поля стен следует принимать равными:

- а) для зданий до пяти этажей - 0,10;
- б) для зданий шесть-девять этажей - 0,15-0,20;
- в) для зданий выше девяти этажей - 0,25.

Минимальный процент горизонтального армирования стен принимается на 25% выше процента вертикального армирования.

### ***7.13. Здания и сооружения со стальными несущими конструкциями***

7.13.1. Каркасы одноэтажных производственных зданий проектируются в поперечном направлении в виде рам, состоящих из стоек, жестко защемленных в фундаментах и ригелей, сопряженные со стойками шарнирно или жестко. Жесткие узлы допускаются при наличии кранов с жестким подвесом любой грузоподъемности или кранов, расположенных в два яруса, а также при пролете  $L$  ( 24 м или отношения высоты и пролета  $H/L$  ( 1,5 независимо от наличия кранов. В многопролетных рамах допускаются шарнирные сопряжения.

В продольном направлении каркасы проектируются по схеме шарнирного опирания всех элементов, включая связи между колоннами.

7.13.2. По каждому продольному ряду колонн располагаются вертикальные связи, воспринимающие горизонтальные нагрузки (в том числе и сейсмические), направленные вдоль здания и передающие их на фундаменты. Число связей в каждом ряду определяется расчетом. Основные связи располагаются в средней части отсека (здания). При необходимости установки по продольной оси двух связей расстояние между ними должно быть не более 48 м – при шаге колонн шести метров и не более 24 м - при шаге колонн 12 м. При наличии подстропильных ферм схема расположения связей по колоннам не меняется.

7.13.3. Для обеспечения пространственной жесткости каркаса одноэтажных зданий, а также устойчивости покрытия в целом и его элементов в отдельности необходимо предусмотреть систему связей между несущими конструкциями покрытия в плоскости их верхних и нижних поясов и в вертикальных плоскостях.

7.13.4. Применение покрытий из сборных железобетонных плит по стропильным фермам не допускается.

7.13.5. При проектировании узлов каркаса многоэтажных зданий предпочтение следует отдавать соединениям на высокопрочных болтах.

7.13.6. В покрытиях с применением профилированного настила его необходимо прикреплять к прогонам или верхним поясам стропильных конструкций самонарезающимися болтами, устанавливаемыми в каждой волне. Между собой листы профилированного настила следует скреплять комбинированными заклепками с шагом не более 250 мм.

#### **7.14. Особенности строительства на грунтах IV категории**

7.14.1. 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.

7.14.2. Здания и сооружения, за исключением указанных в пункте 7.14.1, следует проектировать одно- и двухэтажными, односекционными, монолитными, включая перекрытия и покрытия. Допускается строительство 1-2-этажных крупнопанельных жилых зданий с узким шагом и контурным опиранием панелей перекрытий.

Предельные размеры зданий в плане не должны превышать указанные в таблице 3.1. Высота одноэтажных производственных зданий со стальным каркасом не должна превышать шести метров, со сборными железобетонными колоннами и стальным покрытием – 4,8 м. Несущие конструкции покрытий одноэтажных производственных зданий должны быть стальными.

Строительство производственных зданий пролетом более 18 м не допускается.

7.14.3. Здания в плане должны быть прямоугольной конфигурации, без выступов, геометрически и физически строго симметричными. Несущие стены следует проектировать непрерывными по длине и ширине здания.

7.14.4. В сейсмической зоне 3 на грунтах IV категории не допускается строительство зданий и сооружений с несущими каменными стенами.

7.14.5. Фундаменты зданий и сооружений должны быть перекрестно-ленточными или плитными, а свайные фундаменты – с жестким заглубленным ростверком.

7.14.6. Здания должны быть запроектированы с жесткостью, соответствующей периоду свободных колебаний не более 0,4 с и с обязательной проверкой на опрокидывание.

7.14.7. При устройстве насыпей под зданиями и сооружениями, а также под железную или автомобильную дорогу на водонасыщенных грунтах следует осуществить предупредительные мероприятия по предотвращению потери несущей способности основания насыпи при сейсмических воздействиях и специальные дренирующие сооружения для исключения капиллярного насыщения и ухудшения прочностных свойств нижних зон насыпи.

7.14.8. При наличии в основании или теле сооружения водонасыщенных грунтов, обладающих свойствами динамического разжижения (пески рыхлые, мелкие и пылеватые, крупные и средней крупности большой пористости) следует предусмотреть искусственное уплотнение или специальное дренажное устройство для предотвращения их разжижения при динамических воздействиях. “Водонасыщенным” и “влажным” следует считать соответственно грунты, расположенные ниже отметки статического уровня грунтовых вод и ниже верхней границы расположенной над уровнем грунтовых вод зоны капиллярного насыщения грунтов.

7.14.9. При наличии в пределах толщи водонеустойчивых грунтов (просадочных, набухающих, суффозионно-неустойчивых) следует прорезать толщи этих грунтов подвальными этажами или свайными фундаментами.

### **7.15. Специальные системы сейсмозащиты**

7.15.1. При проектировании сейсмостойких зданий и сооружений и при усилении зданий существующей застройки можно применять специальные системы сейсмозащиты (динамические гасители колебаний; включающиеся и выключающиеся связи; конструкции, повышающие демпфирование, сейсмоизоляция посредством резино-металлических слоистых опор, соединение существующего сооружения с вновь построенной жесткой пристройкой).

7.15.2. Следует применять системы сейсмозащиты, прошедшие всестороннее экспериментально-теоретическое изучение. Выбор той или иной системы, а также расчет и проектирование зданий и сооружений, включающих специальные системы сейсмозащиты, должны производиться специализированной организацией. Расчет таких зданий необходимо выполнять по двум вариантам: в соответствии с положениями, приведенными во втором разделе настоящих норм и по акселерограммам реальных землетрясений или по синтезированным акселерограммам с соблюдением минимальных конструктивных требований настоящих норм.

В качестве расчетных усилий из двух вариантов принимают наиболее неблагоприятные.

## 8. ТРАНСПОРТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

### 8.1. Общие положения

8.1.1. Требования данного раздела распространяются на проектирование скоростных железных дорог, и особо грузонапряженных железных дорог I-IV категорий, автомобильных дорог I-IV категорий, метрополитенов, скоростных городских дорог, магистральных улиц и искусственных сооружений всех видов, находящихся на них.

8.1.2. Проектирование производственных, вспомогательных, складских и других типов зданий транспортного назначения производится по указаниям разделов 2 и 3 настоящих норм.

8.1.3. Проекты мостов и тоннелей длиной более 500, а также мостов с пролетным строением более 100 метров необходимо разрабатывать на основании данных инженерно-геологических и сейсмологических исследований и экспериментальных исследований крупномасштабных моделей соответствующих сооружений.

### 8.2. Грунтовые условия и величины горизонтальных ускорений грунтов площадки строительства

8.2.1. Для проектирования транспортных сооружений, грунтовые условия и соответствующие им ожидаемые горизонтальные ускорения грунта принимаются согласно таблицам 1-3.

8.2.2. При проектировании транспортных сооружений, возводимых на строительных площадках с особыми инженерно-геологическими условиями (площадки со сложной геологией, русла и поймы рек, подземные выработки) крупнообломочные маловлажные грунты из магматических пород, содержащие до 30% песчано-глинистого заполнителя, следует относить к грунтам II категорий по сейсмическим свойствам, а пылевато-глинистые грунты с показателем консистенции  $0,25(I_1(0,5$  при коэффициенте пористости  $s(0,9$  для глин и суглинков и  $s(0,7$  для супесей – к грунтам III категории.

8.2.3. При проектировании понелей категория грунтов определяется исходя из сейсмических свойств тех грунтов, по которым должен проходить тоннель.

8.2.4. Значение ожидаемого максимального горизонтального ускорения грунта для опор мостов и подпорных стен с фундаментами мелкого заложения следует определять в зависимости от сейсмических свойств грунтов, расположенных ниже подошвы фундаментов.

8.2.5. Значение ожидаемого максимального горизонтального ускорения грунта для опор мостов глубокого заложения следует определять в зависимости от сейсмических свойств грунтов, расположенных выше подошвы фундаментов, считая от естественной поверхности земли, а при срезке и удалении грунта – от поверхности грунта после срезки.

8.2.6. Значение максимального горизонтального ускорения грунта для насыпей и труб, расположенных под насыпью, определяется в зависимости от основания насыпи.

8.2.7. Значение ожидаемого максимального горизонтального ускорения грунта для выемок определяется в зависимости от сейсмических свойств грунтов, расположенных ниже выемок.

### 8.3. Трассирование дорог

8.3.1. При трассировании дорог следует обходить неблагоприятные в инженерно-геологическом отношении участки, в частности, зоны возможных обвалов, оползней, лавин и сель.

8.3.2. При трассировании дорог предпочтение следует отдавать насыпям малой высоты и выемкам малой глубины.

8.3.3. В сейсмических зонах 2 и 3 трассировании дорог по косогорам при крутизне откоса более 1:1,5 разрешается только на основании результатов специальных инженерно-геологических изысканий.

#### **8.4. Земляное полотно и верхнее строение пути**

8.4.1. В сейсмических зонах 2 и 3, когда высота насыпей (глубина выемок) больше 4 м, откосы земляного полотна из нескальных грунтов следует принимать на 1:0,25 положе откосов, проектируемых для несейсмических районов. Откосы выемок и полувыемок в скальных грунтах, а также откосы насыпей, осуществляемых из крупнообломочных грунтов, содержащих менее 20% по массе заполнителей, проектируется без учета сейсмических воздействий.

8.4.2. При устройстве насыпей под железную или автомобильную дорогу I категории на водонасыщенных грунтах основание насыпей следует обеспечивать его постоянное осушение.

8.4.3. Устройство насыпей с применением разных грунтов следует производить с постепенным переходом от тяжелых грунтов в основании к более легким грунтам вверху насыпи.

8.4.4. При устройстве земляного полотна на косогорах основную площадку следует размещать или полностью на полке, врезанной в склон, или целиком на насыпи.

Протяженность переходных участков должна быть минимальной.

8.4.5. В случае расположения железных дорог и автомобильных дорог I и II категорий на скально-обвальном косогоре при проектировании земляного полотна следует предусмотреть мероприятия по защите пути от обвалов. В качестве защитного мероприятия 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.

8.4.6. Низовой откос железнодорожной насыпи, расположенной на косогоре круче 1:2, следует укреплять подпорными стенами.

8.4.7. В сейсмических зонах 2 и 3 железнодорожный путь следует укладывать на щебеночном балласте.

#### **8.5. Мосты**

8.5.1. Проектирование мостов следует производить в соответствии с требованиями норм проектирования мостов (СНиП 2.05.03), с учетом требований, приведенных в данном разделе.

8.5.2. Большие мосты необходимо располагать вне зон тектонических разломов, на участках речных долин с устойчивыми склонами.

8.5.3. Конструктивные решения мостов должны удовлетворять принципам симметричности, равномерного распределения жесткостей и масс.

8.5.4. При проектировании предпочтение следует отдавать мостам балочной системы с разрезными и неразрезными пролетными строениями.

8.5.5. Проектирование арочных мостов допускается 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.

8.5.6. В сейсмической зоне 2 и 3 следует применять монолитные, сборные и сборно-монолитные железобетонные конструкции, в том числе конструкции из столбов, оболочек и других железобетонных элементов. Надводную часть промежуточных опор

можно проектировать в виде железобетонной рамной надстройки или отдельных столбов, связанных распоркой.

8.5.7. В сейсмической зоне 1 можно применять монолитные, сборные и сборно-монолитные бетонные опоры с дополнительными антисейсмическими конструктивными элементами.

8.5.8. В местах с балочными разрезными пролетными строениями длиной более 18 м следует предусматривать антисейсмические устройства для предотвращения падения пролетных строений с опор.

8.5.9. Размеры подферменной плиты в балочных мостах с разрезными пролетными строениями длиной  $L$  (40 м следует назначать таким образом, чтобы в плане расстояние вдоль оси моста от края площадок для установки опорных частей до граней подферменной плиты было не менее  $0,005 L$ ).

8.5.10. Подошва фундаментов мелкого заполнения должна быть горизонтальной. Фундаменты с уступами применяются только при скальном основании.

8.5.11. Для средних и больших мостов свайные опоры и фундаменты с плитой, расположенной над грунтом, следует проектировать с применением наклонных свай сечением до  $400 \times 400$  мм или диаметром не менее 600 мм. Фундаменты и опоры средних и больших мостов можно проектировать также с вертикальными сваями сечением не менее  $600 \times 600$  мм или диаметром не менее 800 мм, независимо от положения плиты ростверка, и с вертикальными сваями до  $400 \times 400$  мм или диаметром не менее 600 мм в случае, если плита ростверка заглубляется в грунт.

8.5.12. При расчете на прочность анкерных болтов, закрепляющих на опорных площадках от сдвига опорные части моста следует применять коэффициент надежности ( $\gamma_r=1,5$ ). При дополнительном закреплении опорных частей с помощью заделанных в бетон упоров или другими способами, обеспечивающими передачу на опору сейсмической нагрузки без участия анкерных болтов, коэффициент надежности принимается ( $\gamma_r=1$ ).

8.5.13. При расчете оснований фундаментов мелкого заложения по несущей способности и при определении несущей способности свай (по грунту) влияние сейсмических воздействий следует учитывать в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01, СНиП 2.02.03.

8.5.14. При проектировании фундаментов мелкого заложения эксцентриситет  $e_0$  равнодействующей активных сил относительно центра тяжести по подошве фундаментов ограничивается следующими пределами:

- а) для подошвы фундаментов, заложенных на не скальном грунте -  $e(1,5r$ ;
  - б) для подошвы фундаментов, заложенных на скальном грунте -  $e(2r$ ;
- где  $r$  - радиус ядра сечения по подошве фундамента со стороны более нагруженного сечения.

## **8.6. Подпорные стены и трубы под насыпями**

8.6.1. Каменная кладка насухо применяется для подпорных стен протяженностью не более 50 м. На железных и автомобильных дорогах, находящихся в сейсмических зонах 2 и 3, применение подпорных стен с кладкой насухо не допускается.

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

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

- а) стен из бетона - 10 м;
- б) стен из бутобетона и каменной кладки на растворе - 8 м;
- в) стен из кладки насухо - 3 м.

8.6.3. Подпорные стены следует разделять по длине сквозными вертикальными швами на секции таким образом, чтобы подошвы каждой секции размещались на однородных грунтах. Длина секции должна быть не более 15 м.

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

8.6.5. Под насыпями следует применять железобетонные фундаментные трубы со звеньями замкнутого контура. Длину звеньев следует применять не менее двух метров.

8.6.6. При применении под насыпями бетонных прямоугольных труб с плоскими железобетонными перекрытиями необходимо предусматривать соединение стен с фундаментом омоноличиванием выпусков арматуры. Бетонные стены труб следует армировать конструктивной арматурой. Между отдельными фундаментами следует устраивать распорки.

### **8.7. Тоннели**

8.7.1. При выборе трассы тоннельного перехода необходимо предусматривать заложение тоннеля вне активных тектонических разломов и оползневых зон, в однородных по сейсмическим свойствам грунтах. При прочих равных условиях следует отдавать предпочтение вариантам с более глубоким заложением тоннеля.

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

8.7.3. Обделку тоннелей следует проектировать замкнутой. Для тоннелей, сооружаемых открытым способом, следует применять цельносекционные сборные элементы.

8.7.4. Порталы тоннелей и лобовые подпорные стены следует проектировать железобетонными. В сейсмической зоне I допускается применение бетонных порталов.

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

8.7.6. В местах примыкания к основному тоннелю камер и вспомогательных тоннелей следует устраивать антисейсмические деформационные швы.

### **8.8. Основные расчетные положения и сочетание нагрузок**

8.8.1. Расчет транспортных сооружений с учетом сейсмических воздействий следует производить на прочность и устойчивость конструкций, а грунтовое основание фундаментов – на несущую способность.

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

8.8.3. При расчете мостов, эстакад, путепроводов коэффициенты сочетания  $\eta_c$  (коэффициенты ( по СНиП 2-05.03) принимаются равными:

а) для постоянных нагрузок и воздействий, для сейсмических нагрузок, учитываемых совместно с постоянными нагрузками, а также с воздействием трения от постоянных нагрузок в подвижных опорных частях – 1,0;

б) для сейсмических нагрузок, действие которых учитывается совместно с нагрузками от подвижного состава железных и автомобильных дорог – 0,8;

в) для нагрузок от подвижного состава железных дорог – 0,7;

г) для нагрузок от подвижного состава автомобильных дорог – 0,3.

8.8.4. 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 организаций (за исключением случаев, оговоренных в задании на проектирование), а также для мостов, проектируемых для автомобильных дорог, III и IV категорий.

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

8.8.5. При расчете конструкций мостов на устойчивость и при расчете пролетных строений длиной более 18 м на прочность следует учитывать сейсмические нагрузки, вызванные вертикальной и одной из горизонтальных составляющих колебаний грунта.

Сейсмические нагрузки, вызванные горизонтальными составляющими колебаний грунта, направленные вдоль и поперек оси моста, следует учитывать отдельно.

8.8.6. Опоры мостов следует рассчитывать с учетом сейсмического давления воды, если глубина реки в межень у опоры превышает 5 м. Сейсмическое давление воды определяется по указаниям раздела 9 настоящих норм.

### **8.9. Расчет транспортных сооружений на сейсмические воздействия**

8.9.1. При определении сейсмических нагрузок, действующих на транспортные сооружения, в качестве расчетной схемы принимается невесомая стержневая система с сосредоточенными массами, совершающими колебательное движение в продольном, поперечном и вертикальном направлениях.

Расчетные схемы сооружения при расчете в разных направлениях могут отличаться друг от друга. Точки приложения сосредоточенных масс выбираются таким образом, чтобы более точно описать деформационное состояние сооружения в данном направлении при сейсмическом воздействии.

8.9.2. Горизонтальная или вертикальная сейсмическая нагрузка  $S_{ki}$ , действующая в точке к сооружения, по  $i$ -ой форме колебаний, определяется по формуле

$$S_{ki} = k_1 k_2 Q_k A k_o (k_i i) \quad (16)$$

где  $Q_k$  – величина сосредоточенной в точке к нагрузки;

$A$  – коэффициент, характеризующий интенсивность сейсмического воздействия (табл. 6), при вертикальном сейсмическом воздействии коэффициент  $A$  умножается на 0,70;

$k_o$  – коэффициент, учитывающий грунтовые условия строительной площадки (табл. 4);

$(k_i$  – коэффициент формы колебания, определяемый по формуле (5);

$i$  – динамический коэффициент, соответствующий  $i$ -ой форме горизонтальных или вертикальных колебаний, который определяется формулами (7-9), в зависимости от периодов горизонтальных свободных  $T_i^g$  или вертикальных  $T_i^B$ , колебаний;

$k_1$  и  $k_2$  – соответственно коэффициенты допустимых повреждений и ответственности.

8.9.3. Периоды  $T_i^g$  или  $T_i^B$  и соответствующие формы  $X_{ki}^g$  или  $X_{ki}^B$  свободных горизонтальных или вертикальных колебаний определяются методами динамики сооружений и строительной механики.

8.9.4. Величины коэффициентов допустимых повреждений конструкций и степень их ответственности.  $k_1$  и  $k_2$  приведены в таблицах 16 и 17.



8.9.5. Величины расчетных усилий, возникающих от сейсмических нагрузок с учетом влияния высших форм колебаний, определяются по (12).

8.9.6. Величины усилий в обделке тоннеля от продольного (рисунок 6а) и поперечного (рисунок 6б) сейсмических воздействий, определяются решением плоской статической задачи теории упругости, принимая для внешних нормальных и касательных напряжений  $(x^{(0)}, y^{(0)}, xy^{(0)})$  (действующих в бесконечности) следующие значения:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x^{(\infty)} &= \pm \frac{T}{2\pi} 0,70 A \rho V_p k_0 k_1 k_2 k_h \\ \sigma_x^{(\infty)} &= \frac{\nu_0}{1-\nu_0} \sigma_x^{(\infty)} \\ \tau_{xy}^{(\infty)} &= \pm \frac{T}{2\pi} A \rho V_s k_0 k_1 k_2 k_h \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

где  $\rho$  – плотность грунта;

$\nu_0$  – коэффициент Пуассона грунта,

$k_0, A, T_0$  – определяются соответственно из таблиц 4, 6 и 8;

$V_p, V_s$  – определяются из таблицы 17, однако могут быть уточнены на основании результатов специальных инженерно-геологических изысканий,

$k_1, k_2$  – определяются из таблиц 16, 17,

$k_h$  – коэффициент, учитывающий уменьшение ускорений грунта по глубине, величина которого принимается:

$$k_h = 0,8 \text{ при } h (10 \text{ м,}$$

$$k_h = 0,1 \text{ при } h (100 \text{ м;}$$

при промежуточных значениях  $k_h$  определяется линейной интерполяцией.

Обделка тоннеля должна быть рассчитана для четырех вариантов воздействия внешних напряжений:

- 1- действующие напряжения  $(y^{(0)}; x^{(0)})$  (рисунок 6, а);
- 2- “-“  $(y^{(0)}; -x^{(0)})$  (рисунок 6, а);
- 3- “-“  $(xy^{(0)})$  (рисунок 6, б);
- 4- “-“  $-(xy^{(0)})$  (рисунок 6, б).

В произвольном сечении обделки тоннеля расчетное усилие определяется суммированием абсолютных значений максимальных усилий, возникающих от продольного (максимальное из вариантов 1, 2) и поперечного (максимальное из вариантов 3, 4) сейсмических воздействий.

Таблица 16

N	Назначение сооружений и их конструктивные решения	Значение $k_1$
1	Автомобильные металлические мосты с балочными, рамными и арочными пролетными строениями	0,30
2	Железнодорожные металлические мосты с балочными, рамными и арочными пролетными строениями	0,35
3	Автомобильные железобетонные без предварительного напряжения мосты с балочными пролетными строениями и опорами. Железобетонные обделки тоннелей. Подпорные стены из монолитного бетона и железобетона	0,40
4	Автомобильные железобетонные преднапряженные мосты с балочными пролетными строениями или преднапряженными опорами	0,45
5	Железнодорожные железобетонные, без предварительного напряжения, мосты с балочными пролетными строениями	0,50
6	Железнодорожные железобетонные преднапряженные мосты с	0,55

	балочными пролетными строениями	
7	Автомобильные и железнодорожные железобетонные рамные и арочные мосты	0,60
8	Бетонные и каменные мосты, опоры мостов из бетонных блоков, без железобетонных сердечников. Подпорные стены из каменной кладки и кладки из бетонных блоков	0,65
9	Анкеры, демиферные устройства, принимающие сейсмические нагрузки	0,70

8.9.7. Активное и пассивное сейсмическое давление грунта на подпорные стены определяются по формулам (23).

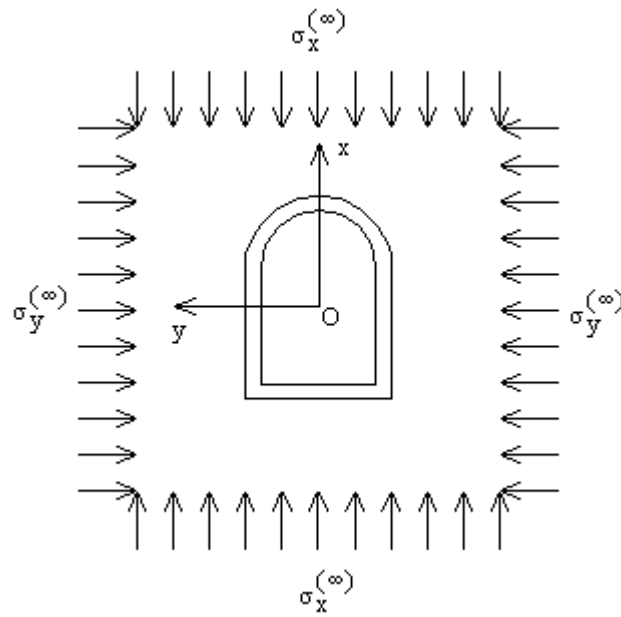
Таблица 17

N	Назначение сооружений и их конструктивные решения	Значение $k_2$
1	Железнодорожные мосты длиной 100 м и более или высотой 30 м и более. Автомобильные мосты длиной 500 м и более или высотой 60 м и более, если при их выходе из строя восстановление транспортного сообщения в короткое время без ремонта поврежденного моста невозможно. Железнодорожные тоннели длиной 3 км и более. Метрополитены	1.20
2	Железнодорожные мосты длиной 50-100 м или высотой 15-30 м. Автомобильные мосты длиной 300-500 м или высотой 30-60 м, если при их выходе из строя восстановление транспортного сообщения в короткое время без ремонта поврежденного моста невозможно. Железнодорожные тоннели длиной 1,5-3 км. Автомобильные тоннели длиной 3 км и более.	1.1
3	Железнодорожные мосты длиной до 50 м. Автомобильные мосты длиной 100 м и более, если на них не распространяются требования пунктов 1 и 2 таблицы. Автомобильные тоннели длиной 1-3 км	1
4	Автомобильные мосты длиной до 100 м, если на них не распространяются требования пунктов 1 и 2 и другие железнодорожные и автомобильные искусственные сооружения	0,75
5	Искусственные сооружения на железных дорогах IV категории, на внутристанционной, соединительной и сближающей железных дорогах, железных дорогах промышленных предприятий, на автомобильных дорогах IV, III и IVп категорий. Вентиляционные и дренажные тоннели на дорогах всех категорий, насыпи, выемки	0,50

Таблица 18

Категория грунтов по сейсмическим свойствам	$T_0$ , с	$V_s$ , м/с	$V_p$ , м.с
I	0,3	1200	2000
II	0,5	650	1100
III	0,7	350	600
IV	0,9	100	175

a)



б)

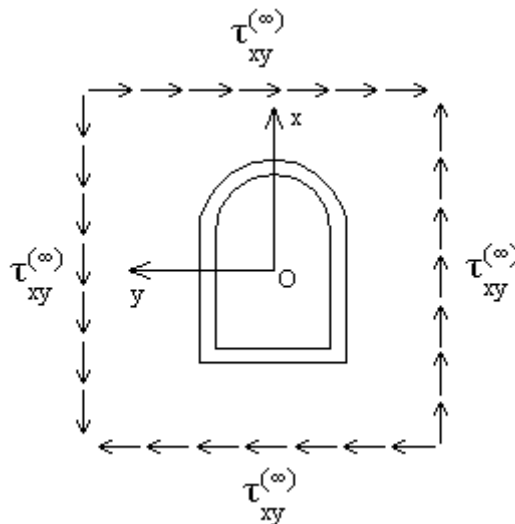


Рисунок 6. Расчетная схема обделки тоннеля

- а) при воздействии продольных сейсмических волн
- б) при воздействии поперечных сейсмических волн

## 9. ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

### 9.1. Общие положения

9.1.1. Требования настоящего раздела распространяются на проектирование гидротехнических сооружений гидроэлектрических станций, водного транспорта, мелиоративных и оросительных систем и других гидротехнических сооружений.

9.1.2. Строительство гидротехнических сооружений на грунтах III и IV категорий в сейсмической зоне 3 возможно только при технико-экономическом обосновании.

9.1.3. При проектировании подпорных гидротехнических сооружений предусматривается возможность действия землетрясения также в период строительства.

9.1.4. В проектах сооружений I класса необходимо предусмотреть организацию инструментальных наблюдений за поведением сооружений, их оснований и береговых склонов при землетрясениях.

9.1.5. Проектирование входящих в состав гидроузлов зданий, крановых эстакад, опор линий электропередачи и других объектов следует производить в соответствии с указаниями разделов 1-3 настоящих норм.

В случае размещения этих объектов на основных гидротехнических сооружениях или в контакте с ними в расчетах должно учитываться сейсмическое воздействие, передаваемое со стороны основного сооружения и определяемое в соответствии с указаниями подраздела 9.6 настоящих норм.

## **9.2. Грунтовые условия и расчетные ускорения грунта**

9.2.1. При проектировании безнапорных сооружений всех классов, подпорных сооружений II, III, IV классов, при обосновании строительства гидротехнических сооружений I класса наибольшие значения горизонтальных ускорений грунта следует определять в соответствии с приложениями А и Б и таблиц 1 и 2 настоящих норм.

9.2.2. Приведенные в таблице 2 значения коэффициента пористости  $e$  и показателя консистенции  $I_L$  грунтов площадки строительства определяются с учетом возможного их водонасыщения при заполнении водохранилища.

9.2.3. Для разработки проектов подпорных сооружений I класса определение уточненных характеристик сейсмического воздействия производится на основе специальных сейсмологических исследований и инженерно-геологических изысканий.

Материалы изысканий и исследований должны содержать:

- а) характеристику структурно-тектонической обстановки и сейсмического режима района в радиусе 50-100 км от площадки строительства;
- б) границы основных сейсмогенных зон и описание их сейсмологических характеристик (максимальные магнитуды, глубины очагов и эпицентральные расстояния, повторяемость землетрясений, сейсмичность площадки);
- в) параметры расчетных сейсмических воздействий из всех выделенных зон с учетом структурно-тектонических особенностей района и инженерно-геологических условий площадки;
- г) границы возможных зон возникновения остаточных деформаций в основании сооружения и оценку их величин при сильнейших землетрясениях;
- д) выбор расчетных записей (акселерограмм, велосиграмм, сейсмограмм), моделирующих основные типы сейсмических воздействий на выбранной площадке;
- е) оценку изменения параметров сейсмического режима под влиянием водохранилища в процессе его заполнения и эксплуатации;
- ж) оценку возможности обрушения потенциально неустойчивых скальных массивов под влиянием сейсмических воздействий.

## **9.3. Размещение гидротехнических сооружений**

9.3.1. Подпорные гидротехнические сооружения следует располагать на участках, удаленных от тектонических разломов, по которым могут возникнуть относительные подвижки грунтовых массивов.

9.3.2. Основные сооружения средних и крупных гидроузлов (плотины, здания ГЭС, водосборы) следует размещать на скальном массиве, в пределах которого возможность возникновения указанных в пункте 9.3.1 подвижек исключена.

9.3.3. Возведение бетонных подпорных гидротехнических сооружений I и II классов на участках, в пределах которых противоположные береговые склоны сложены породами, резко различающимися по механическим свойствам возможно только при специальном обосновании.

9.3.4. При наличии в основании сооружений слоя слабых грунтов следует их удалить, либо предусмотреть специальные меры к их уплотнению или закреплению.

При строительстве гидротехнических сооружений на скальных грунтах следует обращать особое внимание на улучшение контакта сооружений с основанием.

9.3.5. При наличии в основании или теле сооружения водонасыщенных несвязных грунтов следует производить оценку возможности их разжижения при сейсмических воздействиях.

При возможности разжижения грунтов в теле сооружения или в основании следует предусмотреть искусственное уплотнение или укрепление грунтов.

#### ***9.4. Антисейсмические конструктивные мероприятия***

9.4.1. В плотинах, проектируемых из местных материалов, в качестве водопорных элементов следует применять пластичные или полужесткие ядра. Для плотин высотой до 50 м следует рекомендоваться применять асфальтобетонные экраны и диафрагмы, а высотой от 50 до 100 м асфальтобетонные диафрагмы. При этом особое внимание следует уделять обеспечению надежности сопряжения противofильтрационных элементов с основанием и береговыми склонами.

9.4.2. Верховые водонасыщенные призмы плотин следует проектировать из крупнозернистых грунтовых материалов не способных к разжижению при сейсмических воздействиях. При отсутствии таких материалов в тело верховой призмы целесообразно введение горизонтальных слоев из крупноблочных сильнодренирующих материалов.

Указания этого пункта не распространяются на гидротехнические сооружения с верховыми экранами.

9.4.3. С целью повышения устойчивости откосов в плотинах из грунтовых материалов при сейсмических воздействиях следует предусматривать максимальное уплотнение наружных призм, особенно в зоне, расположенной близко к гребню плотины, а также крепление откосов каменной наброской или железобетонными плитами.

9.4.4. При выборе схемы разрезки бетонных плотин температурными и конструктивными швами следует учитывать наличие ослабленных зон в основании плотины или в береговых склонах, предусматривая конструкции, допускающие относительное смещение частей сооружения без нарушений водонепроницаемости напорного фронта.

9.4.5. Оградительные сооружения следует возводить из наброски камня, обыкновенных и фасонных бетонных массивов или из массивов-гигантов. При этом углы наклона откоса в этих сооружениях следует уменьшать соответственно на 10 или 20% против допускаемых в несейсмических районах.

#### ***9.5. Основные положения расчета на сейсмические воздействия***

9.5.1. Расчеты всех гидротехнических сооружений, оснований и береговых склонов, как в створе сооружения, так и в зоне водохранилища, должны производиться на статические нагрузки, величины которых определяются по разделам 6 и 9:

9.5.2. При проектировании гидротехнических сооружений I класса следует выполнить экспериментальные, в том числе крупномасштабные модельные исследования для определения динамических характеристик сооружений, а также

величин, характеризующих параметры напряженно-деформированного состояния и степени допускаемых повреждений.

9.5.3. Расчеты гидротехнических сооружений и их оснований на условные статические нагрузки по разделам 6 и 9 должны производиться в соответствии с требованиями СНиП 2.02.02 В расчетах должны учитываться сейсмические нагрузки от массы сооружения, “присоединенной” массы воды (или гидродинамического давления), от волн в водохранилище, вызванных землетрясением, и от динамического давления грунта.

9.5.4. Для грунтовых сооружений допускаются остаточные деформации и повреждения не приводящие к опасным последствиям при условии, что они могут быть устранены ремонтом сооружения после землетрясения. Предельные необратимые деформации должны назначаться на основе специального обоснования с учетом природных условий площадки строительства, особенностей конструкций и условий эксплуатации сооружения.

Следует учитывать необходимость сохранения (без ремонта) сооружений напорного фронта при повторном воздействии землетрясений интенсивностью меньше расчетной в два раза.

Для бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений предельные состояния устанавливаются согласно СНиП 2.03.01.

9.5.5. Скальные массивы, образующие береговые склоны, смещение и падение которых при землетрясении может вызвать повреждение основных сооружений гидроузла или образование волны перелива, повлечь за собой затопление населенных пунктов или промышленных организаций, необходимо проверять на устойчивость.

## 9.6. Величины расчетных сейсмических нагрузок

9.6.1. Расчеты на прочность подпорных гидротехнических сооружений должны быть выполнены по одномерной (консольной), двухмерной или трехмерной схемам, с учетом горизонтальной (по направлениям вдоль и поперек оси сооружения) и вертикальной составляющих сейсмического воздействия.

9.6.2. Проекцию сейсмической нагрузки  $S_{kij}$  по направлению  $j$  при  $i$ -той форме колебаний, действующей в точке  $k$  гидротехнического сооружения, определяется по формуле

$$S_{kij} = k_1 k_2 Q_k A k_{0(i)(kij)} \quad (19)$$

а коэффициенты формы ( $k_{ij}$  ( $j = 1, 2, 3$ )) по формуле

$$\eta_{kij} = U_{kij} \frac{\sum_{k=1}^n Q_k (X_{ki} \cos \alpha_1 + Y_{ki} \cos \alpha_2 + Z_{ki} \cos \alpha_3)}{\sum_{k=1}^n Q_k (X_{ki}^2 + Y_{ki}^2 + Z_{ki}^2)}$$

$$U_{ki1} = X_{ki}; \quad U_{ki2} = Y_{ki}; \quad U_{ki3} = Z_{ki};$$

где  $X_{ki}$ ,  $Y_{ki}$ ,  $Z_{ki}$  - проекций перемещений точки  $k$  по трем ( $j = 1, 2, 3$ ) взаимно перпендикулярном направлениям,  $\cos(\alpha_1)$ ,  $\cos(\alpha_2)$ ,  $\cos(\alpha_3)$  - косинусы углов между направлениями вектора сейсмического воздействия и перемещений  $X_{ki}$ ,  $Y_{ki}$ ,  $Z_{ki}$ ,  $Q_k$  - вес сосредоточенной в  $k$ -ой точке нагрузки, при определении которого необходимо учитывать присоединенную массу воды,

$A$  - коэффициент, учитывающий интенсивность сейсмического воздействия строительной площадки (таблице 6); при определении вертикальной сейсмической нагрузки коэффициент  $A$  умножается на 0,7.

- $k_0$  - коэффициент, учитывающий грунтовые условия строительной площадки (таблице 4 или определяется согласно указаниям пункта 9.2.3).
- $i$  - коэффициент динамичности, соответствующий  $i$ -ой форме колебаний, определяется по формулам (7)–(9).
- $k_1$  - коэффициент, учитывающий допустимые повреждения конструкций (см. пункт 9.6.4),
- $k_2$  - коэффициент, учитывающий степень ответственности сооружений (см. пункт 9.6.4).

9.6.3. Периоды и коэффициенты форм свободных колебаний определяются методами строительной механики и динамики сооружений, используя одномерные, двумерные или трехмерные дискретные (точечные) или континуальные (с распределенной массой) расчетные схемы.

При определении периодов следует учитывать инерционное воздействие окружающей воды.

9.6.4. Величины расчетных усилий от сейсмических нагрузок, с учетом высших форм колебаний, определяются по формуле (12).

Для сооружений, расчет которых производится по одномерной (консольной) схеме, следует учитывать не менее 3 форм свободных колебаний, а для сооружений, расчет которых производится по двумерной схеме, следует учитывать не менее 10 форм колебаний для бетонных плотин и не менее 15 форм для плотин из грунтовых материалов.

Для величин коэффициентов  $k_1$  и  $k_2$ , которые учитывают допустимые повреждения конструкций гидротехнических сооружений и степень их ответственности принимаются:

Значения  $k_1$

для подпорных гидротехнических сооружений I класса	$k_1 = 0,40;$
для остальных бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений	$k_1 = 0,35;$
для грунтовых сооружений	$k_1 = 0,30.$

Значения  $k_2$

для подпорных гидротехнических сооружений I класса	$k_2 = 1,20;$
для остальных бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений	$k_2 = 1,0.$

9.6.5. В расчетах устойчивости гидротехнических сооружений следует учитывать наиболее опасное горизонтальное или наклонное, направление под углом  $35^\circ$  к горизонтальной плоскости сейсмическое воздействие. При этом величина горизонтального ускорения (в долях от  $g$ ) грунта принимается равной  $A$ , а величина вертикального ускорения –  $0,70A$ .

В этом случае горизонтальные (вертикальные) сейсмические нагрузки определяются по формуле

$$S_k = \sqrt{\sum_{i=1}^v S_{ki}^2 + \sum_{\substack{j,i=1 \\ i \neq j}}^v S_{ki} S_{kj} \rho_{ij}}, \quad (20)$$

где  $S_k$  - горизонтальная (вертикальная) сейсмическая нагрузка, действующая в точке  $k$ ;  
 $S_{ki}$ ,  $S_{kj}$  - сейсмические нагрузки по  $i$ -ой и  $j$ -ой формам колебаний, действующие в точке  $k$ ;

$\rho_{ij}$  – коэффициент, значение которого определяется из табл. 9;

$v$  – количество учитываемых форм колебаний.

9.6.6. Вес  $Q_k$  погруженного в воду элемента сооружения определяется без учета взвешивающего действия воды. Массу воды в порах и полостях этого элемента следует



учитывать в качестве дополнительного веса. При учете инерционного влияния воды к величине  $Q_k$  следует прибавлять вес “присоединенной” массы воды, равный  $m^B g$ , где  $m^B$  - “присоединенная” масса воды, определяемая в соответствии с указаниями пунктов 9.6.15, 9.6.16;

$g$  - ускорение силы тяжести.

9.6.7. При расчетах гидротехнических тоннелей и других подземных сооружений следует учитывать отдельно сейсмическое давление, вызванное изменением напряженного состояния среды при прохождении в ней сейсмических волн, а также сейсмические нагрузки от собственного веса  $Q_k$  сооружения, определяемые по формуле

$$S_k = A k_0 k_1 Q_k k_h \quad (21)$$

и сейсмические нагрузки  $S_n$  от веса  $Q_n$  соответствующего породного свода, определяемые по формуле

$$S_n = A k_0 k_1 Q_n k_h \quad (22)$$

где  $k_h$  - коэффициент, зависящий от глубины  $h$  заложения сооружения. При глубине заложения до 100 м  $k_h$  изменяется линейно от 1 до 0,1, а при заложения больше 100 м величины  $k_h$  следует принимать равной 0,1.

9.6.8. Сейсмические нагрузки, действующие на скальные массивы, образующие береговые склоны, определяются по формуле (22), в которой  $k_h=1,2$ .

9.6.9. Сейсмические нагрузки, действующие на жесткие массивные сооружения типа оградительных портовых сооружений, бетонных водосливов плотин на нескальных основаниях, следует определять как для твердого тела на упругом основании.

9.6.10. Расчет на сейсмические воздействия гидротехнических тоннелей следует производить в соответствии с пунктом 9.6.7 с учетом гидродинамического давления, определяемое в соответствии с пунктом 9.6.19.

9.6.11. Активное  $q_c$  и пассивное  $q_c^*$  давление несвязного грунта на подпорные стены, плотины, подземные части других гидротехнических сооружений, с учетом сейсмического воздействия, следует определять по формулам

$$q_c = \rho_c g H \frac{\cos^2(\varphi - \Theta - \varepsilon)}{\cos \Theta \cos(\delta + \Theta + \varepsilon) (1 + \sqrt{z})^2} \quad (23)$$

$$q_c^* = \rho_c g H \frac{\cos^2(\varphi + \Theta - \varepsilon)}{\cos \Theta \cos(\Theta - \delta - \varepsilon) (1 - \sqrt{z^*})^2},$$

$$\text{где } z = \frac{\sin(\varphi - \alpha - \varepsilon) \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\Theta - \alpha) \cos(\Theta + \delta + \varepsilon)}, \quad z^* = \frac{\sin(\varphi + \alpha - \varepsilon) \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\Theta - \alpha) \cos(\Theta - \delta - \varepsilon)}.$$

При горизонтальном сейсмическом воздействии

$$\rho_c g = \frac{\rho g}{\cos \varepsilon}.$$

При наклонном сейсмическом воздействии

$$\rho_c g = \rho g \frac{1 - 0,70 A k_0 k_1}{\cos \varepsilon}, \quad \operatorname{tg} \varepsilon = \frac{A k_0 k_1}{1 - 0,70 A k_0 k_1};$$

( - плотность грунта,

$H$  - глубина рассматриваемой точки грани стены ниже поверхности грунта,

- Θ – угол наклона грани стены к вертикали;
- ( – угол наклона поверхности грунта к горизонту;
- (- угол внутреннего трения грунта;
- ( – угол трения грунта по стене;
- ( – угол отклонения от вертикали равнодействующей плотности грунта ( и сейсмической силы ( $g A k_1 k_0$ );
- $g$  – ускорение силы тяжести.

В случае определения активного  $q_c$  и пассивного  $q_c^*$  давления водонасыщенного грунта на подпорные стены в формулы следует вводить вес взвешенного грунта ( $(\rho - \rho_w)g$ , а сейсмическую силу ( $\rho_{нас} g A k_1 k_0$  следует определять с учетом плотности насыпного грунта, при этом угол отклонения равнодействующей равен

$$\varepsilon = \arctg \frac{\rho_{нас} g A k_0 k_1}{(\rho - \rho_w)g},$$

где  $\rho$  – плотность воды.

Давление насыщающей грунт воды на стены следует определять также, как в статическом расчете.

В случае расположения грунта под водой следует учитывать сейсмическое давление воды на его поверхность, равное сейсмическому давлению воды на стены на той же глубине.

При углах  $\Theta$  менее  $10^\circ$  допускается вместо  $(\rho - \rho_w)gH$  приближенно принимать  $(\rho - \rho_w)gH + P$ , где  $P$  – давление воды на поверхность грунта. При определении активного давления  $q_c$ , а при определении пассивного давления  $q_c^*$ .

9.6.12. Для определения сейсмических нагрузок при обосновании строительства гидротехнических сооружений I и II классов и при проектировании сооружений III и IV классов учитывается только основной тон колебаний и приближенную форму деформации сооружений, отвечающий этому тону.

9.6.13. В расчетах устойчивости сооружений инерционные нагрузки на сдвигаемую часть нескального основания следует определять при ускорениях основания, равных  $A k_1 k_0 g$ .

9.6.14. Для гидротехнических сооружений из грунтовых материалов должна производиться проверка устойчивости откосов на сдвиг по круглоцилиндрическим, ломаным или другим поверхностям скольжения согласно нормам проектирования этих сооружений. При расчете сейсмических нагрузок на сооружения по двумерным и трехмерным схемам для проверки устойчивости откосов можно использовать расчетные ускорения  $a_{pk}$  в точке к сооружения, определяемые по формуле

$$a_{ik} = g A k_0 k_1 k_2 \sqrt{\sum_{i=1}^v (\beta_i \eta_{ki})^2} \quad (24)$$

9.6.15.

Горизонтальную присоединенную массу воды  $m_w$  для гидротехнических сооружений (кроме перечисленных в пункте 9.6.16), приходящуюся на единицу площади их поверхности, следует определять по формуле

$$m_w = \rho_w h \left( \dots \right) \quad (25)$$

где  $\rho_w$  – плотность воды,

$h$  – глубина воды у сооружения;

( – безразмерный коэффициент присоединенной массы воды, определяемый по таблице 19;

( – безразмерный коэффициент, учитывающий ограниченность длины водоема и принимаемый для  $l/h < 3$  равным 1, а для  $l/h \geq 3$  – по таблице 20.

$\ell$  – расстояние между сооружениями и противоположным ему берегом водоема (для шлюзов и аналогичных сооружений – между противоположными стенками конструкции) на глубине  $2/3 h$  от свободной поверхности воды.

9.6.16. Для отдельно стоящих сооружений типа водозаборных башен, опор мостов и свай “присоединенную” массу воды, приходящуюся на единицу длины конструкции, следует определять по формуле

$$m_b = (\beta d^2) \quad (26)$$

где  $d$  - диаметр круглого или размер стороны квадратного поперечного сечения;  
 $\beta$  - безразмерный коэффициент, который определяется по таблице 19.

Погонную “присоединенную” массу воды  $m_b$  при поперечных колебаниях свай можно принимать равной массе воды, эквивалентной объему единицы длины свай.

9.6.17. В расчетах прочности и устойчивости безнапорных сооружений можно учитывать сейсмическое давление воды, определяемое по формулам:

а) для жестких массивных оградительных и причальных портовых гидротехнических сооружений

$$\begin{aligned} D &= A k_1 k_o (\beta gh) \\ D_o &= A k_1 k_o (\beta gh^2) \\ h_o &= h \end{aligned} \quad (27)$$

б) для отдельно стоящих сооружений, перечисленных в пункте 9.6.16

$$\begin{aligned} D &= A k_1 k_o (\beta gd^2) \\ D_o &= A k_1 k_o (\beta gd^2) (h) \\ h_o &= h \end{aligned} \quad (28)$$

где  $D$  - ординаты эпюры гидродинамического давления, отнесенного к единице площади поверхности сооружения;

$D_o$  - то же отнесенного к единице высоты отдельно стоящего сооружения;

$D$  - суммарное гидродинамическое давление на единицу длины сооружения;

$D_o$  - то же, на отдельно стоящее сооружение;

$h_o$  - глубина погружения точки приложения равнодействующей гидродинамического давления;

$A, \beta, k_1, k_o$  - безразмерные коэффициенты, определяемые по таблице 19.

Если вода находится с двух сторон сооружения, гидродинамическое давление следует принимать равным сумме абсолютных значений гидродинамических давлений, определяемых для каждой из сторон сооружения.

9.6.18. В напорных водоводах гидротехническое давление  $P_{max}$  следует определять по формуле

$$P_{max} = \frac{A k_0 k_1}{2\pi} \rho_v g C_v T_{0,ср}, \quad (29)$$

где  $C_v$  – скорость звука в воде, равная 1400 м/с;

$T_{0,ср}$  - среднее значение преобладающих периодов колебаний грунтов, величины которых принимаются равными:

- для грунтов I категории - 0,30 с;
- для грунтов II категории - 0,5 с;
- для грунтов III и IV категорий - 0,75 с.

Таблица 19

Характер движения сооружения	Коэффициенты			
	$\mu$	D	$\Omega$	$\chi$
1. Колебания вращения недеформируемого сооружения с вертикальной напорной гранью на податливом основании при $z_c \neq h$	$\frac{z_c R - \frac{2h}{\pi} G}{z_c - z}$	$\frac{z_c R - \frac{2h}{\pi} G}{z_c - h}$	$\frac{0,543z_c - 0,325h}{z_c - h}$	$\frac{0,325z_c - 0,21h}{0,543z_c - 0,325h}$
2. Горизонтальные поступательные перемещения недеформированных сооружений: с вертикальной напорной гранью с наклонной напорной гранью	$R$ $R \sin^3 \Theta$	$R$ $R \sin^2 \Theta$	0,543 $0,543 \sin \Theta$	0,6 0,6
3. Горизонтальные поступательные перемещения недеформируемых сооружений с вертикальной напорной гранью в V-образном ущелье	$\mu_1$	$D = \mu_1$	-	-
4. Горизонтальные изгибные колебания сооружений консольного типа с вертикальной напорной гранью	$\frac{R + c_1(a-1)}{1 + c_3(a-1)}$	$R + c_1(a-1)$	-	-
5. Горизонтальные сдвиговые колебания сооружений консольного типа с вертикальной напорной гранью	$\frac{aR - c_2(a-1)}{a - (a-1)\frac{z^2}{h^2}}$	$aR - c_2(a-1)$	-	-
6. Горизонтальные колебания отдельно стоящих вертикальных сооружений типа водозаборных башен, опор мостов, сваи с круглой формой поперечного сечения	$\frac{\pi}{4} \left( \frac{z}{h} \right)^{\frac{d_1}{2h}}$	$\frac{\pi}{4} \left( \frac{z}{h} \right)^{\frac{d_1}{2h}}$	$\frac{\pi}{4 \left( 1 + \frac{d_1}{2h} \right)}$	$\frac{2h + d_1}{4h + d_1}$
7. То же, с квадратной поперечного сечения	$\left( \frac{z}{h} \right)^{\frac{d_2}{2h}}$	$\left( \frac{z}{h} \right)^{\frac{d_2}{2h}}$	$\frac{1}{1 + \frac{d_2}{2h}}$	$\frac{2h + d_2}{4h + d_2}$
<p>1. Коэффициенты R, G, <math>\mu_1</math>, <math>c_1</math>, <math>c_2</math>, <math>c_3</math> – принимаются по таблице 21; z – ордината точки напорной грани, для которой вычисляется величина «присоединенной» массы воды (начало координат принимается на уровне водной поверхности); <math>z_c</math> – ордината центра вращения, определяемая из расчета сооружения без учета влияния водной среды; <math>\Theta</math> – угол наклона напорной грани к горизонтали; <math>d_1</math> – диаметр поперечного сечения, м; <math>d_2</math> – сторона квадрата поперечного сечения, м; a – отношение ускорения гребня, определяемого из расчета плотины без учета влияния водной среды к величине <math>A_k k_0 g</math>.</p> <p>2. В случае, когда угол наклона <math>\Theta \geq 75^\circ</math>, значения безразмерных коэффициентов принимаются как для вертикальной напорной грани.</p> <p>3. Значения безразмерного коэффициента <math>\mu_1</math> для ключевого сечения симметричных арочных плотин принимаются по таблице 21. Для остальных сечений арочной плотины значения этого коэффициента увеличиваются линейно до 1,3 <math>\mu_1</math> в пятах.</p> <p>4. Для случаев, не предусмотренных таблице 19, «присоединенная» масса воды определяется специальными расчетами.</p>				

Таблица 20

Отношение $l/h$	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.5	3
Безразмерный коэффициент $\psi$	0.26	0.41	0.53	0.63	0.72	0.78	0.83	0.88	0.90	0.93	0.96	1

Таблица 21

Безразмерные коэффициенты	Отношение $z/h$											
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1		
R	0.23	0.36	0.47	0.55	0.61	0.66	0.70	0.72	0.74	0.74		
G	0.12	0.23	0.34	0.45	0.55	0.64	0.72	0.79	0.83	0.85		
$\mu_1$	$\Theta = 90^\circ$	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{h} = 3:1 \\ \frac{b}{h} = 2:1 \\ \frac{b}{h} = 1:1 \end{array} \right.$	0.22	0.38	0.47	0.53	0.57	0.59	0.61	0.62	0.63	0.68
			0.22	0.35	0.41	0.46	0.49	0.52	0.53	0.54	0.54	0.55
			0.21	0.29	0.35	0.38	0.41	0.43	0.44	0.45	0.45	0.44
	$\Theta = 30^\circ$ для всех отношений $\frac{b}{h}$	0.08	0.15	0.18	0.22	0.23	0.23	0.22	0.20	0.18	0.15	
$c_1$	0.07	0.09	0.10	0.09	0.08	0.07	0.07	0.07	0.06	0.06		
$c_2$	0.04	0.09	0.13	0.18	0.23	0.28	0.34	0.38	0.42	0.43		
$c_3$	0.86	0.73	0.59	0.46	0.34	0.23	0.14	0.06	0.02	0		

$b$  – ширина ущелья на уровне водной поверхности

9.6.19. При расчете гидротехнических сооружений на вертикальную составляющую сейсмического воздействия следует учитывать дополнительное сейсмическое давление  $P_{\text{доп}}$  (ординаты давления) на наклонные грани сооружений, определяемое по формуле

$$(P_{\text{доп}} = 0,70 (z \sin \alpha k_1 k_0 \sin \alpha), \quad (30)$$

где  $z$  – расстояние от рассматриваемого сечения до водной поверхности;  
 $\alpha$  – угол наклона напорной грани к вертикали.

5.6.20. Высота волны, возникающей в водохранилище при сейсмических воздействиях, учитываемая при назначении превышения гребня плотины над расчетным горизонтом воды,  $\Delta h$  в зависимости от глубины  $h$  принимается по таблице 22.

9.6.21. При расчете гидротехнических сооружений с учетом сейсмического воздействия, направленного вдоль напорного фронта сооружения, влияние водной среды можно не учитывать.

Таблица 22

Сейсмическая зона	$\Delta h$ м при высоте $h$ м			
	20	50	100	300
1	0,35	0,56	0,8	1,5
2	0,525	0,84	1,2	1,75
3	0,7	1,12	1,6	2,6

## 10 ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ С СИСТЕМАМИ СЕЙСМОИЗОЛЮЦИИ

### 10.1 Общие указания

10.1.1 Указания и требования настоящего раздела распространяются на проектирование вновь строящихся зданий и сооружений различного назначения и на усиление существующих зданий и сооружений с применением слоистых резино-металлических опор сейсмоизоляции (СРМОС).

10.1.2 СРМОС размещаются между фундаментом и суперструктурой (частью сооружения над сейсмоизоляцией) или между несколькими нижними этажами и суперструктурой.

10.1.3 При проектировании зданий и сооружений с применением СРМОС необходимо предусмотреть свободный доступ к каждой СРМОС и возможность их беспрепятственной замены. Срок службы СРМОС гарантируется производителем на индивидуальной основе по соответствующим Техническим условиям (ТУ) или Республиканским стандартам (РСТ).

10.1.4 Сейсмоизоляция применяется для зданий и сооружений с основными периодами собственных колебаний в пределах 0,1-1,0 сек. при обычном фундаменте (без сейсмоизоляции) и не более 3,0 сек- с сейсмоизоляцией.

10.1.5 По конструктивным решениям применяются два типа систем сейсмоизоляции: системы расположенные ниже уровня отмостки вокруг здания (рис.7а), и системы, расположенные выше уровня отмостки на высоте не более двух этажей (рис.7б,в). Выбор того или иного типа сейсмоизоляции обуславливается грунтовыми условиями и функциональным предназначением здания.

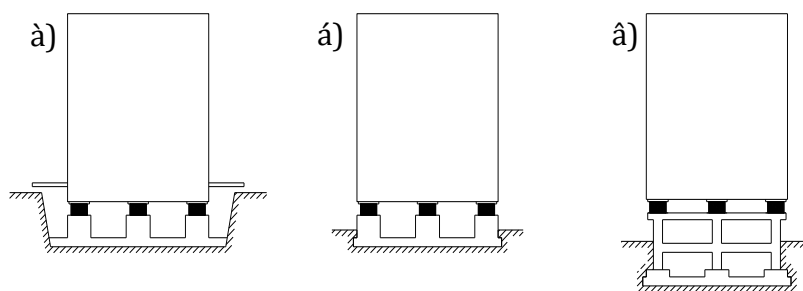


Рис.7. Основные типы расположения систем сейсмоизоляции

10.1.6 Для сейсмоизоляторов, соединенных с суперструктурой и фундаментом болтами, сила отрыва, действующая на сейсмоизоляторы, не должна превышать значения, приводящего к росту растягивающего напряжения в изоляторах больше чем на 1 МПа.

10.1.7 Соединения инженерных коммуникаций с сооружением не должны повышать более чем на 5% горизонтальную жесткость системы сейсмоизоляции при горизонтальном перемещении.

10.1.8 Вокруг сооружения должен быть сейсмический зазор величиной не менее чем в полтора раза превышающей расчетное перемещение для свободного горизонтального движения сооружения на сейсмоизоляторах. Сохранность сейсмического зазора за время срока службы сооружения должна быть обеспечена проектными решениями по возведению зданий.

10.1.9 Зазор между самой нижней частью суперструктуры и самой верхней частью фундамента должен быть достаточным, чтобы обеспечить свободные вертикальные статические и динамические деформации системы сейсмоизоляции на протяжении всего срока службы сооружения и при ее горизонтальном перемещении во время землетрясения в полтора раза превышающем расчетное перемещение.

10.1.10 В помещениях, используемых для размещения систем сейсмоизоляции, должны соблюдаться правила пожарной безопасности.

## 10.2. Расчет зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции

10.2.1 Расчет зданий и сооружений с применением СРМОС производится с учетом основных положений глав 4, 5, 6 и 7 настоящих норм.

10.2.2 Расчет зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции производится двумя методами: согласно положений раздела 6.4 настоящих норм и по спектрам реакций землетрясений, построенным по зарегистрированным акселерограммам или по синтетическим акселерограммам, генерированным для данной строительной площадки. В качестве расчетных усилий из двух вариантов принимают наиболее неблагоприятные.

10.2.3 Значение периода свободных колебаний  $T$  зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции с горизонтальной жесткостью, соответствующей эффективной жесткости сейсмоизоляторов, определяется по формуле:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Q}{K_{\text{эфф}} g}}, \quad (31)$$

где  $Q$  – суммарная вертикальная статическая нагрузка (вес суперструктуры) с учетом коэффициентов сочетания согласно Табл.5;

$K_{\text{эфф}}$  – жесткость системы сейсмоизоляции равная сумме эффективных жесткостей всех, составляющих ее сейсмоизоляторов, принимаемых согласно ТУ завода-изготовителя или РСТ;

$g$  – ускорение свободного падения.

10.2.4 Расчетное горизонтальное перемещение на уровне системы сейсмоизоляции, согласно (6), определяется по формуле:

$$D = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 a k_0 \frac{\beta(T)}{B(n)} k_1^z, \quad (32)$$

где значения коэффициентов  $a$  и  $k_0$  определяются соответственно по Таблицам 1 и 4, коэффициент  $\beta(T)$  в зависимости от категории грунта определяется по формулам (7) - (9). Значения коэффициента  $B(n)$  приведены в Табл. 23.

Таблица 23

Критическое затухание $n$ в %	5	7	10	15	20
$B(n)^{()}$	1	1,15	1,33	1,56	1,75

( ) Для промежуточных величин  $n$  значения  $B(n)$  определяется линейной интерполяцией

Значение коэффициента  $k_1^z$  принимается согласно Табл.7. Соответственно для сейсмических зон 1 и 2  $k_1^z = 1$ , а для сейсмической зоны 3 –  $k_1^z = 0,8$ .

10.2.5 При наличии эксцентриситета между центром жесткости системы сейсмоизоляции и центром масс суперструктуры значение общего расчетного перемещения с учетом кручения сейсмоизоляторов принимают равным:

$$D_{\text{об}} = 1,1D \quad (33)$$

10.2.6 Общее расчетное перемещение (33) должно быть меньше, чем перемещение сейсмоизоляторов, соответствующее их эффективной жесткости  $K_{\text{эфф}}$  при циклических испытаниях согласно ТУ завода-изготовителя.

10.2.7 Горизонтальные перемещения на уровне верха сейсмоизоляторов при расчете по акселерограммам землетрясения определяются по формуле

$$D_a = \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 \tau(T, n), \quad (34)$$

где  $((T, n)$  – спектр реакции землетрясения по выбранной для данной строительной площадки реальной или синтетической акселерограмме. При построении  $((T, n)$  значение коэффициента критического затухания принимается равным реальному значению  $n$ , выявленному при испытаниях СРМОС.

### **10.3 Горизонтальная поперечная сейсмическая сила**

10.3.1 Значение горизонтальной поперечной сейсмической силы, возникающей во время землетрясений на уровне верха сейсмоизоляторов (у основания суперструктуры), определяется по формуле:

$$S = K_{эфф}(D_{об}) \quad (35)$$

При расчетах по акселерограммам значение  $D_{об}$  принимается равным  $D_a$  по формуле (34).

10.3.2 Расчет прочности элементов связей сейсмоизоляторов с суперструктурой и с фундаментом производится под воздействием горизонтальной силы (35).

10.3.3 Расчетное значение горизонтальной сейсмической нагрузки  $S_k$ , приложенной к точке  $k$  суперструктуры с весом  $Q_k$ , определяется по формуле:

$$S_k = \frac{Sk_1 Q_k h_k}{\sum_{i=1}^n Q_i h_i}, \quad (36)$$

где  $h_k$  – высота от основания суперструктуры до сосредоточенной нагрузки  $Q_k$ .

Значения коэффициента допустимых повреждений  $k_1$  для суперструктур различных конструктивных решений принимается по Табл. 7.

### **10.4 Расчетные модели систем сейсмоизоляции**

10.4.1 Системы сейсмоизоляции при расчете по акселерограммам могут быть моделированы линейной или нелинейной зависимостью “сила-перемещение”. При линейной системе сейсмоизоляции сооружение рассматривается как жесткое тело. При нелинейной системе сейсмоизоляции, которая представляется билинейной зависимостью “сила-перемещение”, следует учитывать влияние высших форм.

10.4.2 Линейная модель сейсмоизоляции принимается при наличии всех нижеперечисленных условий:

- конструктивная система здания или сооружения однородная,
- период собственных колебаний сооружения без сейсмоизоляции (0,6 сек,
- относительный эксцентриситет между центром масс сооружения и центром жесткости системы сейсмоизоляции не превышает 0,01,
- изоляторы расположены в одной плоскости,
- вертикальная жесткость изолятора более чем в 200 раз превышает его горизонтальную жесткость.

10.4.3 Нелинейная система сейсмоизоляции вводится в модель в случаях, неоговоренных в п. 10.4.2, а также при применении СРМОС, обладающих высокими свойствами затухания (10% и выше).

10.4.4 При конструктивном решении по высоте и в плане суперструктуры, отвечающем требованиям п. 7.1 настоящих норм, суперструктура должна моделироваться



в виде вертикального стержня, опирающегося на систему сейсмоизоляции, жестко связанную с грунтом (фундаментом), и имеющего массы, сосредоточенные в уровнях перекрытий. При этом стержни между массами невесомые и обладают горизонтальной жесткостью равной сумме горизонтальных жесткостей всех вертикальных несущих элементов на уровне данного этажа.

### **10.5 Конструирование суперструктуры и систем сейсмоизоляции**

10.5.1 Фундаменты под сейсмоизоляторами могут быть: ленточные и точечные. Фундаменты точечного типа должны быть соединены между собой жесткими связями.

10.5.2 По верху сейсмоизоляторов должна быть устроена горизонтальная рама, объединенная жестким диском перекрытия. Ее расчетная схема представляет собой неразрезную систему, покоящуюся на сосредоточенных упругих опорах. Рама должна быть жестко связана с суперструктурой и иметь конструктивное решение, исключая крутящие моменты в ее конструктивных элементах.

10.5.3 Суперструктура сейсмоизолированных зданий и сооружений проектируется (за исключением каменных зданий) с соблюдением конструктивных требований, предусмотренных для первой сейсмической зоны в соответствии с разделом 7 настоящих норм.

10.5.4 Расположение сейсмоизоляторов в плане производится с учетом конфигурации здания и равномерного распределения на них вертикальных нагрузок. Расстояния между сейсмоизоляторами или группами сейсмоизоляторов не должны отличаться более чем в 1.5 раза.

10.5.5 Система инженерных коммуникаций в зданиях с сейсмоизоляцией должна иметь гибкие соединения и компенсаторы, допускающие смещение элементов коммуникаций без повреждений на величину расчетного перемещения согласно формуле (33).

10.5.6 Конфигурация зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции должна быть по возможности простой в плане и по высоте. Для зданий и сооружений высотой до 12 этажей допускается наличие перепадов по высоте не более трех этажей (не более 11м) и несимметричных геометрических форм в плане.

10.5.7 С целью минимизации эксцентриситета между центром горизонтальной жесткости системы сейсмоизоляции и проекцией центра масс сооружения на плоскость СРМОС, разброс вертикальных нагрузок на изоляторы одной и той же жесткости, не должен превышать ( 20%. Под несущими конструкциями суперструктуры разрешается использование двух или более СРМОС.

## **11. ВОССТАНОВЛЕНИЕ И УСИЛЕНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

### **11.1. Объекты, подлежащие восстановлению и усилению**

11.1.1. Требования данного раздела распространяются на жилые, общественные и производственные здания и сооружения, получившие повреждения от землетрясения.

11.1.2. Устанавливаются следующие уровни сейсмovoоруженности зданий и сооружений:

- а) восстановление – доведение сейсмovoоруженности до уровня, предшествовавшего землетрясению;
- б) повышение уровня сейсмovoоруженности;
- в) усиление - доведение сейсмovoоруженности до уровня действующих нормативных требований.

Минимально допустимый уровень обеспечения сейсмостойкости зданий и сооружений в зависимости от их функционального назначения, степени ответственности, степени повреждения и другие методические положения приведены в СНРА I-4.02.

11.1.3. Основными критериями при выборе способов восстановления или усиления должны быть их надежность по обеспечению сейсмостойкости объекта при минимальных затратах материалов, труда и средств и сроках их осуществления.

### 11.2. Оценка (шкала) степени повреждений

11.2.1. Ремонтно-восстановительные работы по усилению конструкций зданий и сооружений производится исходя из степени их повреждений, согласно таблице 24.

11.2.2. При оценке степени повреждений отдельных конструктивных элементов зданий и сооружений допускается использовать акты оперативных комиссий по инженерному анализу последствий землетрясения.

11.2.3. Оценка степени повреждения по изменению периода свободных колебаний объекта производится сравнением экспериментально измеренного периода поврежденного от землетрясения здания со значением измеренного до эксплуатации периода по паспортным данным.

### 11.3. Расчетно-конструктивные требования

11.3.1. Восстановление и усиление зданий и сооружений производится согласно основным расчетно-конструктивным положениям настоящих норм. Отдельные вынужденные отклонения от требований настоящих норм, предъявляемых к конструктивно-планировочным решениям, должны быть обоснованы расчетом.

Таблица 24

Степень повреждения	Уровень повреждения	Характерные особенности и количественные показатели повреждения	Увеличение периода колебаний объекта по сравнению с паспортным (неповрежденным), %	Мероприятия по восстановлению и усилению
0	Повреждений нет	нет повреждений - осыпание чешуек побелки стен и потолка	0	Не требуется
1	Легкие повреждения не несущих элементов	мелкие трещины (до 0,5 мм) в штукатурке - отпадание кусков штукатурки тонкие трещины по контуру перегородок и панелей	0-5	Ремонт отделки здания
2	Умеренные повреждения конструкций	небольшие трещины (0,5-1 мм) в каменных перемычках, простенках, стенах - отпадание облицовки, больших кусков штукатурки на больших участках трещины до 0,5 мм в несущих железобетонных элементах и выколы бетона вблизи оснований колонн	10-15	Ремонт отделки здания с восстановлением поврежденных элементов
3	Значительные повреждения конструкций	сквозные, наклонные и диагональные трещины (1-10 мм) в каменных стенах - расслоение кладки в отдельных элементах, не влияющие на пространственную жесткость здания смещение отдельных плит перекрытий отдельные трещины в примыканиях наружных и внутренних стен - локальные отколы бетона в шпонках замоноличивания и его раздробление трещины до 0,5 мм и выколы бетона,	30-40	Временная эвакуация людей для восстановления, усиления или восстановления с усилением и ремонта здания, после чего оно пригодно к дальнейшей

		оголение арматуры колонн обвал и наклонение дымоходов, обрушение отдельных участков парапетов		эксплуатации
4	Сильные повреждения конструкций	обрушение наружных самонесущих и частично несущих стен разрыв антисейсмических поясов и отрыв наружных стен от внутренних значительные смещения перекрытий и площадок опирания; падение панелей разрушение значительного количества перемычек и простенков и частично стеновых панелей крупнопанельных зданий, разрушение участков стен монолитных зданий разрушение бетонов, оголение арматуры, выпучивание продольной арматуры колонн, отрыв закладных деталей	50-100	Немедленная эвакуация людей. Следует произвести снос здания или провести большие восстановительные работы по его усилению для пригодности к эксплуатации. Вопрос решается для каждого отдельного объекта с учетом технико-экономических и социальных факторов
5	Обрушение	частичное или полное обрушение здания	-	Снос

11.3.2. Критерием количественной оценки “повышения сейсмовооруженности” служит коэффициент сейсмовооруженности  $K_{св}$  равный

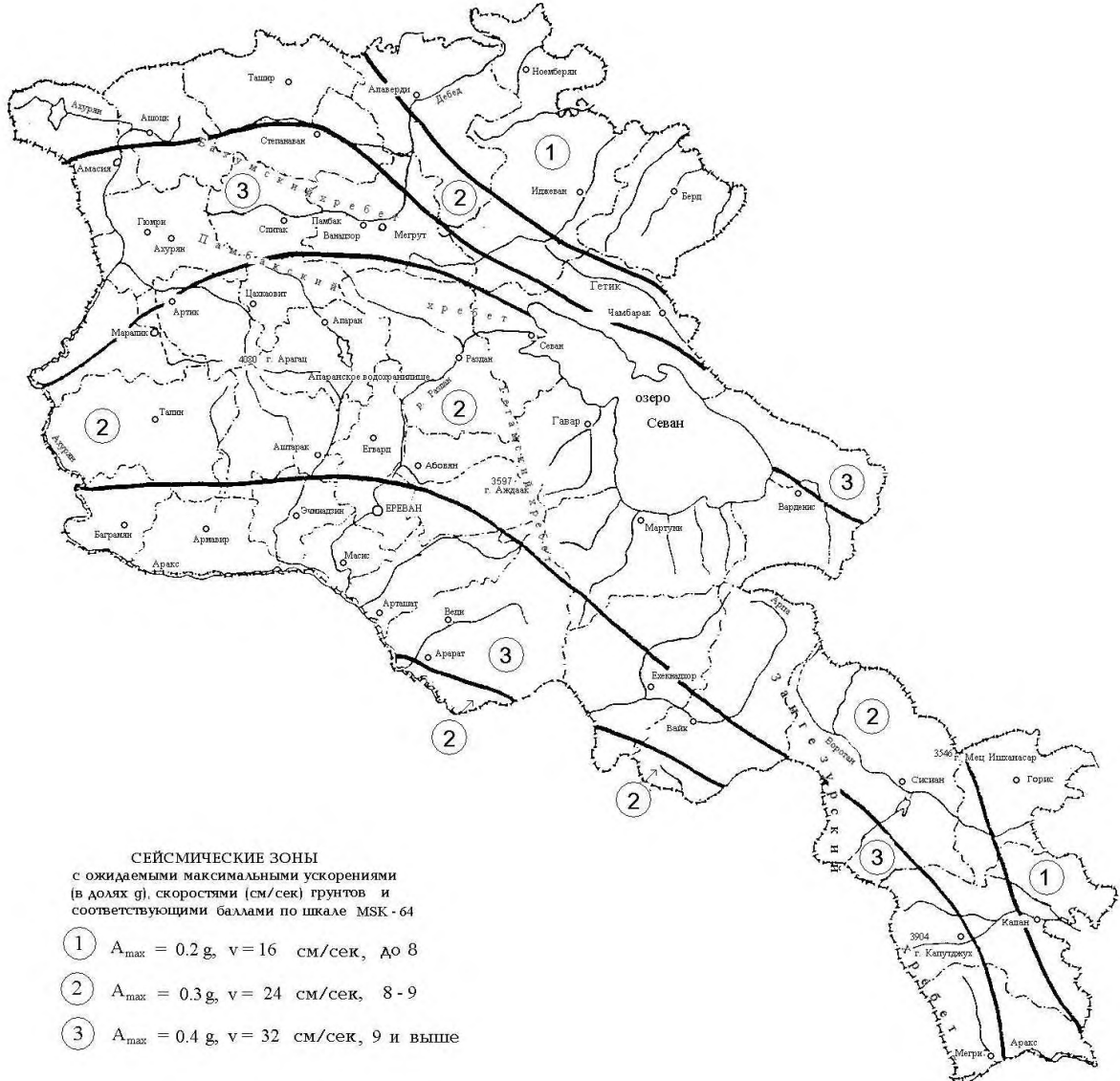
$$K_{св} = \frac{Q_i}{Q_n} \quad (37)$$

удовлетворяющий условию  $0,5(K_{св} > 1)$ , где  $Q_n$  - сумма поэтажных сейсмических сил на уровне верха фундамента (поперечная сила), воспринимаемая зданием и сооружением в результате усиления (“повышения сейсмовооруженности”),  $Q_i$  – сумма поэтажных сейсмических сил на том же уровне, определяемая в результате расчета по действующим нормам (“нормативная сейсмостойкость”).

11.3.3. Проекты восстановления и усиления должны разрабатываться на основе паспортных данных объектов (пункт 4.4) и заключения о техническом состоянии объектов подлежащих восстановлению или усилению.

11.3.4. Восстановленные и усиленные объекты подлежат обязательной приемке в установленном для обычных объектов порядке с составлением новых технических паспортов. Критерием уровня усилительно-восстановительных работ объекта служит также сравнение периодов микроколебаний первоначального, поврежденного и восстановленного объекта. Период свободного колебания восстановленного (усиленного) здания не должен превышать периода его начального или поврежденного состояний.

СХЕМАТИЧЕСКАЯ КАРТА  
СЕЙСМИЧЕСКОГО ЗОНИРОВАНИЯ ТЕРРИТОРИИ  
РЕСПУБЛИКИ АРМЕНИЯ



**С П И С О К**  
населенных пунктов Республики Армения по сейсмическим зонам

<b>А. Города республиканского значения</b>				Верин Арташат 2	Мхчян 3	
Абовян 2	Джермук		2	Далар 3	Мргануш 3	3
Алаверди 1	Ереван 3	Двин 3		Даракерт 3	Норамарг 3	
Арарат 3	Иджеван 1	Ерасх 2		Зангагатун 2	Нор Харберт 3	3
Армавир 3	Каджаран 3	Кахцрашен 2		Лусарат 3	Ранчпа 3	3
Арташат 3	Капан 1	Лусаших 3		Масис (Масис) 3	Шагап 3	
Артик 2	Раздан 2	Мармарашен 3		Масис (Арташат) 3	Шаумян 3	
Аштарак 2	Севан 2	Урцадзор 3				
Ванадзор 3	Сисиан 2					
Гавар 2	Спитак 3					
Горис 1	Степанаван 3					
Гюмри 3	Чаренцаван 2					
Дилижан 3	Эчмиадзин 3					
<b>3 Армавирский марз</b>						
<b>Б. Населенные пункты по марзам</b>				Агавнатун 3	Лернагог 3	3
<b>1 Арагацотнский марз</b>				Арагац 3	Лукашин 3	
				Аревик 3	Маркара 3	
Агарак 2	Иринд 2	Аршалуйс 3		Мргашат 3		3
Агцк 2	Кармрашен 2	Армавир 3		Мусалер 3		3
Акко 2	Катнахпюр 2	Ацик 3		Нор Армавир 3		3
Акунк 2	Кош 2	Багаран 3		Октембер 3		3
Алагяз 2	Кучак 2	Баграмян 3		Паракарз 3		3
Апаран 2	Мастара 2	Бамбакашат 3		Пшатаван 3		3
Апнахпюр 2	Меликгюх 2	Гай 3		Самагар 3		3
Арег 2	Мулки 2	Даларик 3		Тандзутз 3		3
Арташаван 2	Н.Базмаберд 2	Джрарат 3		Шаумян 3		3
Артени 2	Н.Сасунашен 2	Ервандашат 3		Шеник 3		3
Ацашен 2	Нигаван 2	Каракерт 3				
<b>4 Гехаркуникский марз</b>						
Беркарат 2	Оганаван 2	Азат 3		Гехаовит 2		2
Бюракан 2	Ошакан 3	Айраванк 2		Гехаркуник 2		2
Воскеваз 2	Сарнахпюр 2	Акунк 2		Ддмашен 2		2
Газараван 2	Талин 2	Арегуни 3		Дзорагюх 2		2
Гегадирк 2	Тгуджур 2	Арцванист 2		Джил 3		3
Гегадзор 2	Уджан 2	Астхадзор 2		Драхтик 3		3
Гехарот 2	Уши 2	Ахберк 3		Еранос 2		2
Егник 2	Хнаберд 2	Артаниш 3		Золакар 2		
Ернджатап 2	Цахкаовит 2	Вагашен 2		Кармиргюх 2		2
Египатруш 2	Цилкар 2	Вардадзор 2		Кахакн 3		3
Зариджа 2	Цамакасар 2	Варденис 2		Кахцрадзор 2		2
Зовасар 2	Шенаван 2	Верин Геташен 2		Кут 3		
<b>2 Араратский марз</b>				Варсер 2	Ланджахпюр 2	2
Авшар 3	Аралер 3	Верин Шоржа 2		Лчашен 2		2
Азатаван 3	Армаш 2	Гагарин 2		Личк 2		2
Айгеван 3	Вардашат 3	Гандзак 2		Мец Масрик 3		3
Айгезард 3	Веди 3	Гегамабак 2		Мадин Айнтапз 3		3
Айгестан 3	Воскетап 3	Гегамаван 2		(Март.) 2		2
Востан 3	Гегамасар 3	Мартуни 2		Лернанист 2		2
Мартуни (Чамб.) 2	Сорк 3	Дзорахпюр 2		Меградзор 2		2
Неркин Шоржа 2	Хачахпюр 2	Егвард 2		Нор Аджн 2		2
Норабак 3	Цахкунк 2	Зар 2		Нор Гехи 2		2
Норакерт 3	Цовак 2	Зовк 2		Прошян 2		2
Норадуз 2	Цаккар 2	Зовуни 2		Солак 2		2
Норашен 2	Цовагюх 2	Касах 2		Фонтан 2		2
Памбак 3	Цовинар 2	Капутан 2				

Покр Масрик	3	Шатван	3	Кахси	2	Цахкадзор	2
Тазагюх	2	Шоржа	3	Котайк	2		
Ттуджур	2	Чкаловка					
Сарухан	2	Чамбарак					
Семеновка	3						

### 5 Лорийский марз

Агарак	3	Лорут	
Амракиц	2	Лусахпюр	
Антарамут	2	Леджан	2
Арджуг	3	Ларут	
Алавар	3	Маргаовит	
Аревашох	3	Марц	2
Артагюх	3	Менаван	
Атан	2	Михайловка	
Ахпат	1	Мец Айрум	
Ахтала	1	Мец Парни	
Базум	3	Новосельцово	
Благодарное	2	Норашен	
Ваагн	3	Одзун	
Гагарин	3	Памбак	3
Гугарк	3	Привольное	
Гюлакарак	2	Пушкино	
Дашгадем	2	Сараарт	3
Дзорамут	2	Сараландж	3
Дзюнашох	2	Сарамедж	
Дебед	2	Саратовка	
Джрашен	3	Сарчапет	2
Ехегнут	2	Спитак	
Катнаджур	3	Ташир	
Катнарат	2	Туманян	2
Кариндж	2	Урут	3
Качаткут	2	Фиолетово	
Курган	2	Хурсали	
Лернашат	3	Чочкан	1
Лермонтово	3	Шамлуг	1
Лернанцк	3	Шаумян	3
Лернаван	2	Ширакамут	3
Лернаовит	2	Шнох	
Ангехакот	2	ВеринХотанан	1

### 6 Котайский марз

Агавнадзор	2	Атис	
Алапарс	2	Ацаван	
Арагюх	2	Бжни	
Аргел	2	Бюрегаван	
Арамус	2	Вохчаберд	
Арзни	2	Гегадир	2
Арзакан	2	Гегард	
Ариндж	3	Гохт	
Артаваз	2	Дрвеж	
Караундж	1	Срашен	1
Карашен	1	Салвард	3
Карчеван	1	Сипан	2
Кнацах	1	Спандарян	
Корнидзор	1	Тандзабер	
Кирс	3	Татев	
Кюрют	3	Тех	
Курис	3	Таштун	3
Лернадзор	3	Ужанис	1
Легваз	3	Хндзореск	

### 7 Ширакский марз

Агип		3	Заришат	2
Азатан		3	Зуйгахпюр	2
Айкадзор		3	Исаакян	3
Алвар		2	Казанчи	2
Амасия	3		Караберд	2
Анипемза	2		Какавасар	3
Анушаван	2		Ланджик	2
Арденис	3		Лернакерг	2
Аревик	3	Лусахпюр	3	
Арегнадем	2		Маисян	3
Арич	2		Маралик	2
Арташен	1		Мармарашен	3
Ахурик	3		Меграшен	3
Ахурян	3		Мец Манташ	
Ашощк	2		Мусаелян(Ах.)	
Баграван	2		Мусаелян(Аш.)	2
Бавра	2		Ором	3
Бердашен	2		Пемзашен	2
Вардахпюр	3		Покр Сарнар	2
Воскеат	3	Саракап	3	
Вохчи	3		Сараландж	2
Гарибджанян	3		Сизавет	2
Гарнарич	2		Спандарян	2
Геташен	3		Торосагюх	3
Геханист	3		Туфашен	2
Гусанагюх	2		Цахкут	2
Джаджур	3		Ширак	3
Джрарпи	3		Ширакаван	3

### 8 Сюникский марз

Аваранц	2	Ванатур	1	
Агарак (Капан)	1	Вагравар	3	
Агарак (Мегри)	3	Варданидзор	3	
Алдара	1		Верин Гиратах	2

Аравус	1	Веришен	1
Антарашат	1	Гехануш	1
Арачадзор	1	Гехи	3
Арташен	1	Давид Бек	1
Алидзор	1	Дзорастан	2
Арцваник	1	Дарбас	2
Аревис	3	Дастакерт	3
Ацаван	2	Доврус	1
Ашотаван	2	Егвард	1
Бардзраван	2	Ехег	1
Брнакот	2	Кавчут	2

### 10 Тавушский марз

Агавнаванк	2	Коти	1
Азатамут	2	Кохб	1
Айгедзор	1	Мовсесатех	1
Айгепар	1	Навур	1
Айгеовит	1	Н.Кармахпюр	1
Айрум	1	Ноемберян	1
Ачаджур	1	Норашен	1
Баграташен	1	Овк	2

Личк	3	Хознавар	1	Барекамаван	1	Саригюх	2
Хот	1	Берд	1	Севкар	1		
Маралзари	3	Халадж	1	Бердаван	1	Паравакар	1
Мегри	3	Шванидзор	2	Гегаовит	1	Хачардзан	2
Муцк	2	Шаки	2	В.Кармахпюр	1	Хаштарак	1
Неркин Анд	1	Шахат	2	Воскеван	1	Цахкаовит(Идж.)	1
Неркин Гиратах2	Шинуайр	1	Дитаван	1	Цахкаовит(Тавуш)	1	
Нораван	2	Шурнух	1	Довех	1	Чинари	1
Нювади	2	Шикаох	1	Джуджаван	1	Чоратан1	
Палаган	3	Цав	1	Киранц	1		
Севкар	1	Чакатен	1				
Сюник	1						

### 9 Вайоц-Дзорский марз

Агавнадзор	3	Гнишик	3		
Азатен	3	Гомбк		3	
Арени	3	Елпин		3	
Арпи	3	Ехегнадзор		3	
Артаван	3	Заритап	3		
Бардзруни	2	Малишка		3	
Вайк	3	Мартирос		3	
Вернашен3	Ринд		3		
Гергер	2	Сараван	2		
Гетап	3	Хачик		2	
Гладзор	3	Хндзорут		2	
Гндеваз	2	Чива		3	