

**КОМИТЕТ ПО АРХИТЕКТУРЕ И СТРОИТЕЛЬСТВУ
ПРИ ПРАВИТЕЛЬСТВЕ РЕСПУБЛИКИ ТАДЖИКИСТАН**

**СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА
РЕСПУБЛИКИ ТАДЖИКИСТАН**

СНиП РТ 22-07-2018

Сейсмостойкое строительство

Душанбе 2019

Строительные нормы и правила Республики Таджикистан СНиП РТ 22-07-2018 «Сейсмостойкое строительство»/ Комитет по архитектуре и строительству при Правительстве Республики Таджикистан. – Душанбе: Издательство: ГУП «НИИСА» «Издательский центр», 2019 - 48с.

СОСТАВЛЕНЫ ГУП «Научно-исследовательский институт строительства и архитектуры» Комитета по архитектуре и строительству при Правительстве Республики Таджикистан на основе градостроительных норм и правил ГНиП РТ 22-07-2015 «Сейсмостойкое строительство» с внесением изменений и дополнений.

Составители: Насруллоев Х.Х. (ОАО «НИПИИ САНИИОСП), Негматов Т.А., к.т.н. (ООО «Таджикгидро»), Рафиев А.К., к.т.н. (ООО «Ориен-Арк»), Шарифзода Д.Ш. (ГУП «Лоихакаш»), Саломов М.М. (ГУП «Научно-исследовательский институт строительства и архитектуры»), Ясунов П.А., к.т.н. (Институт геологии, сейсмостойкого строительства и сейсмологии АН РТ) – руководитель рабочей группы.

Ответственный редактор – Ясунов П.А.

ВНЕСЕНЫ ГУП «Научно-исследовательский институт строительства и архитектуры» Комитета по архитектуре и строительству при Правительстве Республики Таджикистан.

ПОДГОТОВЛЕН к утверждению Управлением науки и нормативного регулирования в строительстве Комитета по архитектуре и строительству при Правительстве Республики Таджикистан.

ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ Распоряжением Председателя Комитета по архитектуре и строительству при Правительстве Республики Таджикистан, №14/ф от 01 февраля 2019г.

РЕГИСТРАЦИОННЫЙ КОД Министерства юстиции Республики Таджикистан: № 966 от 28 февраля 2019 года.

ВВОДЯТСЯ взамен ГНиП РТ 22-07-2015 «Сейсмостойкое строительство»

При пользовании настоящим нормативным документом следует учитывать утвержденные изменения градостроительных и строительных норм и правил Республики Таджикистан (ГНиП РТ), (СНиП РТ), Государственных стандартов Республики Таджикистан (ГОСТ РТ), а также межгосударственных строительных норм (МСН) и Государственных стандартов (ГОСТ), действующих на территории Республики Таджикистан.

Настоящий документ не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Комитета по архитектуре и строительству при Правительстве Республики Таджикистан.

Утвержден
Распоряжением Председателя
Комитета по архитектуре и
строительству при Правительстве
Республики Таджикистан
от 01 февраля 2019г. №14/ф

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА РЕСПУБЛИКИ ТАДЖИКИСТАН

СНиП РТ 22-07-2018 «СЕЙСМОСТОЙКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО»

Настоящие строительные нормы и правила разработаны в соответствии со статьями 5 и 13 Градостроительного кодекса Республики Таджикистан.

НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящих нормах приведены ссылки на следующие нормативные документы:

- МҚС ҚТ 21-01-2007 «Пожарная безопасность зданий и сооружений»;
- ГНиП РТ 20-01-2012 «Нагрузки и воздействия»;
- МҚС ҚТ 50-01-2007 «Основания и фундаменты зданий и сооружений»
- ГНиП РТ 50-02-2015 «Свайные фундаменты»;
- СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции»;
- ГНиП РТ 52-04-2012 «Стальные конструкции».
- ГНиП РТ 51-01-2013 «Каменные и армокаменные конструкции»;
- ГНиП РТ 32-02-2012 «Автомобильные дороги»;
- ГНиП РТ 32-06-2015 «Железные дороги колеи 1520мм»;
- СНиП 2.05.03-84 «Мосты и трубы»;
- ГНиП РТ 32-05-2015 «Тоннели железнодорожные и автомобильные»;
- СНиП 2.06.04-82 «Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения»;
- ГНиП 33-02-2012 «Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования»;
- СНиП 2.02.02-85 «Основания гидротехнических сооружений»;
- СНиП 2.06.03-85 «Мелиоративные системы и сооружения»;
- СНиП 2.06.08-87 «Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений»;
- ГНиП 33-01-2012 «Плотины бетонные и железобетонные»;
- СНиП 2.06.05-84 «Плотины из грунтовых материалов»;
- СНиП 2.06.09-84 «Тоннели гидротехнические»;
- ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований».

1. ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

1. Термины и определения, принятые в настоящем нормативном документе и не оговоренные в тексте, приведены в приложении 1.

2. В некоторых положениях настоящих норм использованы слова «как правило» или «рекомендуется». Слова «как правило» означают, что данное положение является преобладающим, а отступление от них должно быть обоснованным. К рекомендуемым относятся положения, которые могут изменяться в соответствии с конкретными условиями строительства.

2. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

3. Настоящие нормы следует соблюдать при разработке проектной документации на строительство, реконструкцию, усиление и восстановление зданий и сооружений, возводимых или расположенных в районах сейсмичностью 7, 8, 9 и более 9 баллов по шкале МСК-64.

4. Настоящие нормы устанавливают требования к зданиям и сооружениям, в конструкциях которых при максимальном сейсмическом воздействии, прогнозируемом с заданной вероятностью не превышения для площадки строительства, могут быть допущены повреждения отдельных элементов (остаточные деформации, трещины и т.п.), затрудняющие нормальную эксплуатацию зданий и сооружений, при обеспечении безопасности людей.

5. Настоящие нормы не распространяются на проектирование и строительство объектов:

- атомных станций и других объектов, повреждение которых при землетрясениях могут вызвать опасные экологические последствия;
- на здания высотой свыше 75м.
- с новыми конструктивными решениями, не прошедшими экспериментальную проверку, со специальными системами сейсмоизоляции или другими системами регулирования динамической реакции защиты.

Проектирование и строительство перечисленных объектов до разработки соответствующих нормативных документов следует осуществлять по специальным техническим условиям, разработанным специализированными научно-исследовательскими и проектными организациями, уполномоченными государственным органом по делам строительства и архитектуры.

6. При разработке проектной документации следует:

- применять конструктивные схемы, материалы и конструкции, обеспечивающие наименьшие значения сейсмических нагрузок;
- принимать объемно-планировочные и конструктивные решения, обеспечивающие, как правило, симметричность и регулярность распределения в плане сооружения его массы, элементов жесткости и нагрузок на несущие конструкции;
- назначать сечения элементов конструкций и их соединения с учетом результатов расчетов по разделу 4;
- конструировать стыковые соединения, опорные элементы и узлы таким образом, чтобы они обеспечивали надежную передачу усилий и совместную работу несущих конструкций во время землетрясения;
- создавать возможность развития в определенных элементах допустимых неупругих деформаций;
- предусматривать конструктивные мероприятия, обеспечивающие устойчивость и геометрическую неизменяемость конструкций при развитии в элементах или соединениях между ними неупругих деформаций, а также исключая возможность их хрупкого разрушения;
- располагать стыки элементов вне зоны максимальных усилий.

7. Площадки строительства, в пределах которых отмечены тектонические нарушения, перекрытые чехлом рыхлых отложений мощностью менее 10м, участки с крутизной склонов более 15°, с оползнями, обвалами, осыпями, карстом, селями, участки сложенные грунтами IV категории по сейсмическим свойствам являются неблагоприятными в сейсмическом отношении.

При необходимости строительства зданий и сооружений на таких площадках следует принимать дополнительные меры по укреплению их оснований, усилению конструкций и инженерной защите территорий от опасных геологических процессов.

На таких площадках не допускается многоэтажная жилая застройка, строительство промышленных предприятий и энергетических объектов, не связанных с обслуживанием населения, проживающего в данной местности, а также строительство объектов, в которых возможно большое скопление людей (школ, детских садов, больниц, торговых центров, театров, кинотеатров).

На этих площадках предпочтительно размещать общегородские зоны отдыха, зеленые массивы, складские помещения, автобазы, гаражи, ремонтные мастерские, временные сельскохозяйственные, производственные и другие одноэтажные помещения.

8. На объектах, определенных государственным уполномоченным органом по делам строительства и архитектуры, следует предусматривать установку инженерно-сейсмометрических станций. Обязательная установка станций ИСС должна предусматриваться на зданиях высотой более 75 м и ответственных зданиях и сооружениях, а также на объектах экспериментального строительства.

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

3. СЕЙСМИЧНОСТЬ РАЙОНА И ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА

9. До разработки специализированными сейсмологическими организациями карт вероятностной сейсмической опасности сейсмичность района строительства следует принимать по списку населенных пунктов и по карте сейсмического районирования территории Республики Таджикистан, приведенным в приложениях 2 и 3 к настоящим нормам. Указанная в прил. 2 и 3 сейсмичность относится к участкам со средними по сейсмическим свойствам грунтами (II категории согласно табл. 1 Приложения 4).

10. Определение сейсмичности площадки строительства следует производить на основании карт сейсмического микрорайонирования.

В районах, для которых отсутствуют карты сейсмического микрорайонирования, сейсмичность площадки строительства допускается определять согласно табл. 1 Приложения 4.

11. На территориях, расположенных в зонах возможного возникновения очагов землетрясений с магнитудами 7.1 и более, определение сейсмичности площадок строительства по данным табл. 1 Приложения 4 не допускается.

12. Расчетная сейсмичность для зданий и сооружений определяется сейсмичностью площадки. По требованию Заказчика расчетная сейсмичность для зданий и сооружений может быть повышена по сравнению с сейсмичностью площадки.

4. РАСЧЕТЫ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

§1. Общие положения

13. Расчет конструкций и оснований зданий и сооружений, проектируемых для строительства в сейсмических условиях или подлежащих реконструкции, усилению или восстановлению, должен выполняться на основных и особые сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий.

При расчете зданий и сооружений (кроме транспортных и гидротехнических) на особое сочетание нагрузок, включающее сейсмические нагрузки, значения расчетных сейсмических нагрузок следует умножать на коэффициенты сочетаний, принимаемые по табл. 2 Приложения 4. Сейсмические нагрузки следует принимать знакопеременными.

Горизонтальные нагрузки от масс на гибких подвесках, температурные климатические воздействия, ветровые нагрузки, динамические воздействия от оборудования и транспорта, тормозные и боковые нагрузки от движения кранов при определении расчетных сейсмических нагрузок не учитываются.

При определении расчетной вертикальной сейсмической нагрузки следует учитывать вес моста крана, вес тележки, а также вес груза, равного грузоподъемности крана, с коэффициентом 0.3.

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

14. Расчеты зданий и сооружений на особые сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий следует выполнять с использованием сертифицированных расчетных программ, учитывающих требования нормативных документов, действующих на территории Республики Таджикистан по:

а) спектральному методу;

б) прямому динамическому методу с использованием инструментальных записей ускорений грунта при землетрясениях или синтезированных акселерограмм.

Расчет по п. «а» следует выполнять для всех зданий и сооружений, а для зданий и сооружений высотой более 50 м – с применением двух сертифицированных расчетных программ.

Расчет по п. «б» следует выполнять при проектировании зданий и сооружений с принципиально новыми конструктивными решениями, не прошедшие экспериментальной проверки, зданий и сооружений высотой более 50 м и сооружений с пролетами более 30 м, зданий и сооружений, оснащенные системой сейсмоизоляции и другими системами регулирования сейсмической реакции.

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

15. Сейсмические воздействия могут иметь любое направление в пространстве.

Для зданий и сооружений простой геометрической формы расчетные сейсмические нагрузки следует принимать действующими горизонтально в направлении, как правило, продольной и поперечной осей плана здания или сооружения. Действие сейсмических нагрузок в указанных направлениях следует принимать раздельно.

При расчете сооружений сложной геометрической формы следует учитывать наиболее опасные, с точки зрения максимальных значений сейсмической реакции сооружения или его частей, направления действия сейсмических нагрузок.

16. Вертикальную составляющую сейсмического воздействия необходимо учитывать совместно с горизонтальной при расчете:

- горизонтальных и наклонных консольных конструкций;
- конструкций пролетом:
- 24м и более – при сейсмичности площадки 7 баллов;
- 18м и более – при сейсмичности площадки 8 баллов;
- 12м и более – при сейсмичности площадки 9 и более 9 баллов;
- прочности несущих стен из каменной (кирпичной) кладки;
- сооружений и фундаментов на устойчивость против опрокидывания и скольжения;
- свайных конструкций с высоким ростверком;
- опорных элементов сейсмоизоляции;
- подвесных конструкций и их креплений.

17. При определении расчетных сейсмических нагрузок на здания и сооружения следует принимать расчетные динамические модели, согласованные с расчетными статическими моделями и учитывающие особенности распределения нагрузок, масс и жесткостей зданий и сооружений в плане и по высоте, а также пространственный характер деформирования конструкций при сейсмических воздействиях.

При определении расчетных сейсмических нагрузок для зданий и сооружений высотой от 50 до 75м в соответствии с ГОСТ 27751-2014 следует использовать коэффициент надежности по ответственности γ_n равный от 1.0 до 1.10 с увеличением значения γ_n на величину 0.025 на каждые 5м высоты сооружения начиная от 50м. На коэффициент надежности по ответственности следует умножать нагрузочный эффект (внутренние силы и перемещения конструкций и оснований, вызываемые сейсмическими нагрузками).

18. Массы (веса) нагрузок и конструктивных элементов в расчетной динамической модели допускается принимать сосредоточенными в узлах сопряжения элементов. При вычислении массы следует учитывать создающие инерционные силы постоянные и временные нагрузки, умноженные на коэффициенты сочетаний, принимаемые по табл. 2 Приложения 4.

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

20. При определении сейсмических нагрузок рекомендуется учитывать взаимодействие здания или сооружения с основанием. При учете податливости основания по подошве фундаментов жесткостные характеристики грунтов следует назначать исходя из экспериментальных данных об их свойствах при динамических воздействиях. При отсутствии экспериментальных данных допускается использовать в расчетах жесткостные и демпфирующие характеристики основания по п.40. При заглублении здания или сооружения в основание на один и более этажей, в расчетах следует также учитывать боковой отпор грунта.

§2. Спектральный метод расчета

21. Расчетная сейсмическая нагрузка S_{ik} в выбранном направлении, приложенная к точке k и соответствующая i -му тону собственных колебаний зданий или сооружений, определяется по формуле:

$$S_{ik} = K_1 K_2 K_3 S_{oik}, \quad (4.1)$$

где: S_{oik} — значение сейсмической нагрузки для i -го тона собственных колебаний здания или сооружения, определяемое в предположении упругого деформирования конструкций по формуле:

$$S_{oik} = Q_k A \beta_i K_\psi \eta_{ik}; \quad (4.2)$$

K_1 — коэффициент, учитывающий степень ответственности зданий и сооружений, принимаемый по табл. 3 Приложения 4;

K_2 — коэффициент редукции, учитывающий конструктивные решения зданий и сооружений, принимаемый по табл. 4 Приложения 4;

K_3 — коэффициент, учитывающий высоту зданий и сооружений, определяемый по формуле (4.3), при этом $1.0 \leq K_3 \leq 1.5$:

$$K_3 = 1 + 0.05 (n - 5), \quad (4.3)$$

где n — количество этажей здания (кроме этажей, расположенных ниже планировочной отметки, цокольных и мансардных);

Q_k — вес здания или сооружения, отнесенный к точке k , определяемый с учетом расчетных нагрузок на конструкции согласно п. 13 (рис. 4.1 Приложения 4);

A — коэффициент сейсмичности, значения которого следует принимать равным 0.1, 0.2, 0.4, 0.6, соответственно, при расчетной сейсмичности 7, 8, 9 и более 9 баллов;

β_i — коэффициент динамичности, соответствующий i -му тону собственных колебаний зданий или сооружений, принимаемый согласно п. 22;

K_ψ — коэффициент, учитывающий способность здания и сооружения к рассеиванию энергии, принимаемый по табл. 5 Приложения 4;

η_{ik} — коэффициент формы колебаний, зависящий от формы деформации здания или сооружения при его собственных колебаниях по i -му тону и от места расположения нагрузки, определяемый по п. 23.

22. Коэффициент динамичности β_i в зависимости от расчетного периода собственных колебаний T_i здания или сооружения по i -му тону при определении сейсмических нагрузок следует принимать по формулам (4.4, 4.5, 4.6) или рис. 4.2 Приложения 4.

Для грунтов I категории по сейсмическим свойствам (кривая 1):

$$\begin{aligned} \text{при } T_i \leq 0.1\text{с} & \quad \beta_i = 1 + 15T_i \\ \text{при } 0.1\text{с} < T_i \leq 0.35\text{с} & \quad \beta_i = 2.5 \\ \text{при } T_i > 0.35\text{с} & \quad \beta_i = 2.5(0.35/T_i)^{4/5} \end{aligned} \quad (4.4)$$

Значения β_i должно приниматься не менее 0.8.

Для грунтов II категорий по сейсмическим свойствам (кривая 2):

$$\begin{aligned} \text{при } T_i \leq 0.1\text{с} & \quad \beta_i = 1 + 15T_i \\ \text{при } 0.1\text{с} < T_i \leq 0.5\text{с} & \quad \beta_i = 2.5 \\ \text{при } T_i > 0.5\text{с} & \quad \beta_i = 2.5(0.5/T_i)^{4/5} \end{aligned} \quad (4.5)$$

Значения β_i должно приниматься не менее 0.9.

Для грунтов III категорий по сейсмическим свойствам (кривая 3):

$$\begin{aligned} \text{при } T_i \leq 0.1\text{с} & \quad \beta_i = 1 + 15T_i \\ \text{при } 0.1\text{с} < T_i \leq 0.8\text{с} & \quad \beta_i = 2.5 \\ \text{при } T_i > 0.8\text{с} & \quad \beta_i = 2.5(0.8/T_i)^{4/5} \end{aligned} \quad (4.6)$$

Значения β_i должно приниматься не менее 1.2.

23. Значение коэффициента η_{ik} определяется по формуле:

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(x_k) \sum_{j=1}^n Q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j X_i^2(x_j)} \quad (4.7)$$

где: $X_i(x_k)$ и $X_i(x_j)$ — смещения здания или сооружения при собственных колебаниях по i -й форме в рассматриваемой точке k и во всех точках j , где в соответствии с расчетной схемой его вес принят сосредоточенным;

Q_j — вес здания или сооружения, отнесенный к точке j , определяемый с учетом расчетных нагрузок на конструкцию согласно п. 13.

24. Для зданий высотой до 5 этажей включительно с незначительно изменяющимися по высоте массами и жесткостями этажей при T_j менее 0.4с коэффициент η_k допускается определять по упрощенной формуле:

$$\eta_k = \frac{x_k \sum_{j=1}^n Q_j x_j}{\sum_{j=1}^n Q_j x_j^2} \quad (4.8)$$

где x_k и x_j , — расстояния от точек k и j до верхнего обреза фундаментов.

25. Усилия в конструкциях зданий и сооружений, а также в их элементах, следует определять с учетом высших форм собственных колебаний. Минимальное количество форм собственных колебаний, учитываемых в расчетах, рекомендуется назначать таким образом, чтобы сумма модальных масс, учтенных в расчете, составляла не менее 90% общей массы системы по каждому из горизонтальных направлений и не менее 75% по вертикальному направлению.

Усилия в конструкциях зданий и сооружений высотой не более 5 этажей, а также в их элементах, допускается определять с учетом не менее трех форм собственных колебаний, если периоды первого (низшего) тона собственных колебаний T_j более 0.4с, и с учетом только первой формы, если T_j равно или менее 0.4с.

26. Вертикальную сейсмическую нагрузку в случаях, предусмотренных п. 16 (кроме конструкций, указанных в разделе 5. §10), следует определять по формулам (4.1) и (4.2), при этом коэффициенты K_ψ и K_3 , принимаются равными единице, а значения коэффициента A следует принимать с множителем 0.7.

Консольные конструкции, вес которых по сравнению с весом здания незначителен (балконы, козырьки, консоли для навесных стен и т.п. и их крепления), следует рассчитывать на вертикальную сейсмическую нагрузку при значении $\beta\eta = 5$.

27. При определении усилий в конструкциях, подлежащих по п.16 расчету с учетом одновременного действия вертикальных и горизонтальных сейсмических нагрузок, следует учитывать следующие их комбинации:

- взаимноисключающие горизонтальные сейсмические нагрузки с коэффициентом сочетаний равным 1.0 и вертикальную сейсмическую нагрузку с коэффициентом сочетаний равным 0.5;
- взаимноисключающие горизонтальные сейсмические нагрузки с коэффициентом сочетаний равным 0.5 и вертикальную сейсмическую нагрузку с коэффициентом сочетаний равным 1.0.

28. Расчетные значения поперечных и продольных сил, изгибающих и опрокидывающих моментов, нормальных и касательных напряжений Nr в конструкциях от сейсмической нагрузки при условии статического действия ее на сооружение следует определять по формуле:

$$N_r = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2} \quad (4.9)$$

где: N_i — значения усилий или напряжений в рассматриваемом сечении, вызываемых сейсмическими нагрузками, соответствующими i -й форме колебаний;

n — число учитываемых в расчете форм колебаний.

29. Конструкции, возвышающиеся над зданием или сооружением и имеющие по сравнению с ним незначительные сечения и вес (парапеты, фронтоны и т.п.), а также крепления памятников, тяжелого оборудования, устанавливаемого на первом этаже, следует рассчитывать с учетом горизонтальной сейсмической нагрузки, вычисленной по формулам (4.1) и (4.2) при $\beta\eta = 5$.

30. Стены, панели, перегородки, соединения между отдельными конструкциями, а также крепления технологического оборудования, следует рассчитывать на горизонтальную сейсмическую нагрузку по формулам (4.1) и (4.2) при $\beta\eta$, соответствующему рассматриваемой отметке сооружения, но не менее 2.

Силы трения учитываются только при расчете горизонтальных стыковых соединений в крупнопанельных зданиях.

31. Для предотвращения разрушения конструкций стенового заполнения, перегородок, витражей и других несущих элементов подобного типа, следует ограничивать горизонтальные деформации этажей зданий путем определения расчетных горизонтальных перекосов этажей по формуле (4.10):

$$\Delta_k = (\delta_k - \delta_{k-1})/H_k, \quad (4.10)$$

где Δ_k — горизонтальный перекос k -го этажа здания,

$\delta_k - \delta_{k-1}$ – расчетные горизонтальные перемещения здания в уровнях k и $k-1$ перекрытий,
 H_k – высота k -го этажа.

Допустимые значения перекосов этажей следует принимать по табл. 6 Приложения 4.

32. При расчете конструкций на прочность и устойчивость помимо коэффициентов условий работы, принимаемых в соответствии с другими строительными нормами, следует вводить дополнительно коэффициент условий работы γ_{tr} , определяемый по табл. 7 Приложения 4.

33. При расчете зданий и сооружений (кроме гидротехнических сооружений) длиной или шириной более 30 м при использовании консольной расчетной модели помимо сейсмической нагрузки, определяемой согласно п. 21, необходимо учитывать крутящий момент относительно вертикальной оси здания или сооружения, проходящей через его центр жесткости. Значение расчетного эксцентриситета между центрами жесткостей и масс зданий или сооружений в рассматриваемом уровне следует принимать не менее $0.05B$, где B — размер здания или сооружения в плане в направлении, перпендикулярном действию силы S_{ik} .

34. При расчете подпорных стен необходимо учитывать сейсмическое давление грунта, значение которого допускается определять с применением квазистатических расчетных схем, принимая ускорение грунта равным произведению $K_1 K_2 A_g$.

35. Расчет зданий и сооружений с учетом сейсмического воздействия, как правило, производится по предельным состояниям первой группы. В случаях, обоснованных технологическими требованиями, допускается производить расчет по второй группе предельных состояний.

§ 3. Прямой динамический расчет

36. Прямой динамический расчет зданий и сооружений следует выполнять с использованием расчетных акселерограмм (инструментальных записей ускорений грунтов при реальных землетрясениях или набор синтезированных акселерограмм).

Расчетные акселерограммы должны максимально полно моделировать сейсмические колебания свободной поверхности грунта при землетрясениях из близких и удаленных сейсмоактивных зон.

37. При наличии утвержденной карты сейсмической опасности, содержащей числовые значения параметров прогнозируемых сейсмических воздействий, значения расчетных амплитуд ускорения основания, характеристики спектрального состава и нестационарности во времени (амплитудной огибающей во времени), расчетные акселерограммы следует принимать в соответствии с данными этой карты.

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

39. Оценку сейсмостойкости и расчеты крепления оборудования, установленного на перекрытиях здания или сооружения, а также определение сейсмических нагрузок на несущие конструкции верхних надстроженных этажей из облегченных конструкций необходимо выполнять на расчетные поэтажные акселерограммы и поэтажные спектры реакции.

40. При прямых динамических рекомендуется принимать экспериментальные значения логарифмических декрементов колебаний грунта и конструкций. При отсутствии опытных данных допускается принимать следующие значения декрементов колебаний:

- железобетонные, каменные и деревянные конструкции – $\delta=0.3$,

- стальные конструкции – $\delta=0.15$.

Коэффициент жесткости и демпфирования основания допускается определять по методике СНиП 2.02.05-87* «Фундаменты машин с динамическими нагрузками». При этом, относительное демпфирование основания следует принимать не более 10% от критического затухания колебаний (логарифмический декремент колебаний $\delta \leq 0.6$).

41. Прямые динамические расчеты зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции, с адаптивными системами сейсмозащиты (включающимися и выключающимися связями), динамическими гасителями колебаний, демпфирующими устройствами и другими элементами сейсмозащиты следует выполнять при научном сопровождении и с участием специализированных научно-исследовательских организаций.

5. ЖИЛЫЕ, ОБЩЕСТВЕННЫЕ, ПРОИЗВОДСТВЕННЫЕ ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

§ 1. Общие положения

42. Объемно-планировочные и конструктивные решения зданий и сооружений следует принимать с учетом положений раздела 2. Этажность (высота) зданий не должна превышать значений, указанных в табл. 8.

43. Здания и сооружения следует разделять на отсеки антисейсмическими швами в случаях, если:

- длина отсеков превышает размеры, указанные в табл. 8 Приложения 4.

- здание или сооружение имеет сложную форму в плане;

- смежные участки здания или сооружения имеют перепады высот более: 5 м – для зданий высотой до 25 м и зданий указанных в позициях 4-9 табл. 8 Приложения 4; 20% от высоты здания – для зданий высотой более 25 м, указанных в позициях 2 и 3 табл. 8 Приложения 4.

44. Антисейсмические швы должны разделять здания и сооружения по всей высоте.

Устройство антисейсмических швов внутри помещений не допускается.

Допускается не устраивать шов в фундаменте, за исключением случаев, когда антисейсмический шов совпадает с осадочным.

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

45. Антисейсмические швы следует выполнять путем возведения парных стен или рам, а также возведения рамы и стены. Ширину антисейсмического шва следует принимать не менее расчетного значения суммарного горизонтального перемещения двух смежных отсеков. Величину перемещений отсеков следует определять от действия нагрузок, вычисляемых по формуле (4.1.).

При высоте здания до 5м ширина антисейсмического шва должна быть не менее 50мм. Ширину антисейсмического шва здания большей высоты следует увеличивать на 20мм на каждые 5м высоты.

Конструкции примыкания отсеков здания или сооружения в зоне антисейсмических швов, в т.ч. по фасадам и в местах переходов между отсеками, и иное заполнение антисейсмических швов не должны препятствовать взаимным горизонтальным перемещениям отсеков здания или сооружения.

Допускается устройство антисейсмических швов между высокой частью и 1-2 этажными пристраиваемыми частями зданий путем шарнирного опирания перекрытий пристройки на консоли высокой части с обязательным устройством аварийных связей. Глубина опирания перекрытий на консоли должна быть обоснована расчетом.

46. Для случаев, когда устройство осадочного шва не требуется, допускается не устраивать антисейсмические швы между зданием и стилобатной частью при расчетном обосновании совместной их работы и выполнении соответствующих конструктивных мероприятий.

47. Вертикальные несущие конструкции должны быть непрерывными по высоте.

Горизонтальная жесткость зданий по высоте должна быть постоянна или уменьшаться постепенно. Перекрытия участков здания (отсека), как правило, следует располагать на одном уровне.

§ 2. Основания и фундаменты. Стены подвалов

48. Проектирование фундаментов зданий и сооружений следует производить в соответствии с требованиями нормативных документов по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений и свайных фундаментов.

49. Глубину заложения подошвы фундаментов относительно планировочной отметки на нескальных грунтах следует принимать по расчету и не менее 1м. Для одноэтажных зданий со стенами из глиноматериалов глубина заложения подошвы фундаментов должна быть не менее 0.5м.

Для площадок сейсмичностью 8 и более баллов глубину заложения подошвы фундаментов зданий свыше 5 этажей на нескальных грунтах следует принимать не менее 10% высоты надземной части зданий относительно планировочной отметки.

50. Фундаменты здания или его отсека, как правило, должны закладываться на одном уровне. В случае заложения фундаментов смежных отсеков здания на разных отметках, а также при устройстве подвала под частью здания переход от более углубленной части к менее углубленной выполняется уступами высотой до 600мм и крутизной не более 1:2, при этом фундаменты примыкающих частей отсеков должны иметь одинаковое заглубление на протяжении не менее 1м от шва.

На нескальных грунтах II и III категории по сейсмическим свойствам не рекомендуется устраивать подвал под частью здания или его отсека. В случае необходимости устройства подвала под частью здания или его отсека, располагать его следует симметрично относительно оси.

51. Фундаменты зданий высотой 9 и более этажей на нескальных грунтах следует принимать, как правило, свайными или в виде сплошной фундаментной плиты.

Вертикальная арматура стен и элементов каркаса, в которой расчетом на особое сочетание нагрузок допускается растяжение, должна быть надежно заанкерена в фундаменте.

52. Фундаменты и стены подвалов зданий и сооружений, как правило, следует возводить монолитными железобетонными.

Возведение монолитных бетонных фундаментов и стен подвалов допускается для зданий высотой до 5-ти этажей с учетом п.п.53-55 настоящих норм.

Фундаменты и стены подвалов из бутобетона допускаются лишь в зданиях до 5-ти этажей при расчетной сейсмичности 7-8 баллов. При этом, в бутобетоне количество буттового камня (марки не ниже 200), не должно превышать 25% общего объема фундаментов и стен. Класс бетона по расчету, но не ниже В15.

53. В нижней и верхней зоне ленточных фундаментов следует укладывать продольную арматуру, определяемую по расчету, но не менее трех, четырех и шести стержней класса А-300(А-II), А-400(А-III) диаметром 10мм при расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов, соответственно. Через каждые 300-400мм продольные стержни должны быть соединены поперечными стержнями диаметром 6мм. Для сборных ленточных фундаментов указанную арматуру следует укладывать в слое раствора марки 100 или бетона класса В10 толщиной не менее 40мм. В случае выполнения стен подвалов из сборных панелей, конструктивно связанных с ленточными фундаментами, укладка указанной арматуры не требуется.

54. В верхней зоне стен подвалов из бетона и бутобетона следует укладывать арматурный пространственный каркас армированный не менее $\phi 12$ при расчетной сейсмичности 7-8 баллов и не менее $\phi 14$ - при сейсмичности 9 и более 9 баллов. Класс арматуры следует принимать не ниже А300 (А-II).

55. Фундаменты зданий (кроме одноэтажных), возводимых на площадках сейсмичностью более 9 баллов, как правило, следует принимать в виде монолитных железобетонных сплошных плит с монолитными железобетонными стенами, в т.ч. стенами подвалов.

Ленточные фундаменты 1-этажных зданий на площадках сейсмичностью более 9 баллов должны выполняться монолитными железобетонными, армированными как в верхней, так и нижней зонах фундамента. Сечение арматуры принимается по расчету, но не менее 6 стержней диаметром 12мм класса А-300(А-II), А-400(А-III).

Фундаменты одноэтажных каркасных зданий, возводимых на площадках сейсмичностью более 9 баллов, допускается принимать столбчатыми железобетонными, объединенными фундаментными балками (связями).

56. Горизонтальные гидроизоляционные слои, как правило, следует выполнять из цементно-песчаного раствора состава 1:2 толщиной 20-30мм.

§ 3. Перекрытия, покрытия и лестницы

57. Перекрытия и покрытия следует выполнять в виде жестких горизонтальных дисков, надежно соединенных с вертикальными и горизонтальными несущими конструкциями здания и обеспечивающих их совместную работу при сейсмических воздействиях.

58. Жесткость сборных железобетонных перекрытий и покрытий следует обеспечивать путем:

- устройством сварных соединений плит между собой, элементами каркаса или стенами;
- устройством монолитных железобетонных обвязок (антисейсмических поясов) с анкерровкой в них

выпусков арматуры из плит;

- замоноличивания швов между плитами (панелями) мелкозернистым бетоном класса не ниже В12.5;
- устройства монолитных железобетонных обвязок в швах между раздвинутыми плитами перекрытий.

Боковые грани плит перекрытий и покрытий должны иметь шпоночную или рифленую поверхность.

59. Жесткость перекрытий (покрытий) с несущими конструкциями из металлических балок следует обеспечивать путем приварки закладных деталей элементов перекрытий (покрытий) к балкам.

60. Жесткость покрытий, выполненных с применением стального профилированного настила или профилированных, волнистых или плоских листов, изготовленных с применением специальных видов пластмасс или фанеры, как правило, следует обеспечивать за счет установки системы горизонтальных связей, рассчитанных на восприятие усилий, возникающих в них при действии расчетных сейсмических нагрузок.

61. Крепление стального профилированного настила к прогонам или к верхним поясам стропильных конструкций рекомендуется выполнять самонарезающими болтами через волну, а торцы настила – в каждой волне. Между собой листы профилированного настила следует скреплять заклепками, болтовыми соединениями или самонарезающими болтами по деревянным вкладышам, шаг которых не должен превышать 250мм.

Для увеличения жесткости покрытия рекомендуется устанавливать металлические горизонтальные связи.

62. Длина участков опирания железобетонных плит перекрытий и покрытий должна быть не менее:

- на кирпичные и каменные стены – 120мм;
- на железобетонные и бетонные стены, на стальные и железобетонные балки (ригели):
- при опирании по двум сторонам – 80мм,
- при опирании по контуру или по трем сторонам – 60мм.

63. Длина участков опирания балок перекрытий на каменные стены должна быть определена расчетом и приниматься не менее 380мм, а на бетонные стены - не менее 200мм. Опорные части балок должны быть надежно связаны с несущими конструкциями здания.

64. В покрытиях со стальными фермами рекомендуется применять легкую кровлю. Применение сборных железобетонных плит по стальным конструкциям для площадок с расчетной сейсмичностью 8 и более баллов не допускается.

65. Толщину плоских монолитных железобетонных плит перекрытий безригельных каркасов (с диафрагмами и ядрами жесткости или без них) следует принимать не менее $l/30$ (l – наибольший пролет в осях) и не менее 180мм.

66. При проектировании зданий высотой более 9 этажей со сборными перекрытиями через каждые два этажа по высоте следует предусматривать перекрытия повышенной жесткости.

В качестве перекрытия повышенной жесткости следует применять сплошные монолитные железобетонные перекрытия толщиной не менее 180мм.

67. Деревянные балочные перекрытия следует применять в зданиях с вертикальными деревянными несущими конструкциями при пролете не более 6м. Допускается их применение в конструкциях покрытия одно-двухэтажных зданий с несущими кирпичными (каменными) стенами в районах сейсмичностью 7-8 баллов.

Балки деревянных перекрытий (покрытий) следует закреплять в антисейсмических поясах и устраивать по ним диагональный настил.

68. Лестничные клетки следует предусматривать закрытыми с естественным освещением, как правило, через окна в наружных стенах. Расположение и число лестничных клеток следует определять по результатам расчета, выполняемого по противопожарным нормам проектирования, но в одном отсеке зданий высотой более трех этажей принимать не менее одной.

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

69. Лестничные клетки и лифтовые шахты каркасных зданий с заполнением, не участвующим в работе, следует устраивать в виде ядер жесткости, воспринимающих сейсмическую нагрузку, или с поэтажной разрезкой, не влияющими на жесткость каркаса, а для зданий высотой до пяти этажей при сейсмичности площадки 7 и 8 баллов их допускается устраивать как встроенные конструкции, отделенные от каркаса.

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

71. Лестничные площадки, в том числе междуэтажные, следует заделывать в стены. В каменных зданиях площадки следует заделывать на глубину не менее 250 мм.

Лестничные площадки, располагаемые в уровне междуэтажных перекрытий, должны надежно связываться с антисейсмическими поясами или непосредственно с перекрытиями.

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

§4. Перегородки, балконы, эркеры, несущие ограждающие конструкции и архитектурные элементы

72. Перегородки следует выполнять несущими легкими, как правило, крупнопанельной или каркасной конструкций.

Допускается выполнить перегородки из мелкоформатных изделий (кирпича, камней из природных и искусственных материалов, гипсовых плит, легкобетонных блоков и т.п.) в соответствии с требованиями п.п. 77, 78.

73. Перегородки из крупных панелей или каркасной конструкции должны быть прикреплены к вертикальным конструкциям здания, а при длине более 3 м – и к перекрытиям. Перегородки из мелкоформатных изделий должны быть прикреплены как к вертикальным конструкциям здания, так и к перекрытиям.

Конструкция крепления перегородок к несущим элементам здания должна исключать возможность передачи на них горизонтальных нагрузок, действующих в их плоскости, обеспечивая при этом их устойчивость из плоскости. Прочность перегородок и их креплений должна быть подтверждена расчетом на действие местных сейсмических нагрузок.

74. Для обеспечения независимого деформирования перегородок следует предусматривать антисейсмические швы вдоль вертикальных торцевых и верхних горизонтальных граней перегородок и несущими конструкциями здания. Ширина швов принимается по максимальной величине перегиба этажей здания при действии расчетных нагрузок, но не менее 20 мм. Швы заполняются упругим эластичным материалом. Допускается выполнять перегородки подвесными с ограничителями из их плоскости.

75. Крепления перегородок к несущим элементам здания должна осуществляться посредством соединительных элементов, привариваемых к закладным деталям или к накладным элементам, а также анкерными болтами или стержнями. К стальным конструкциям соединительные элементы крепятся, как правило, на сварке. Конструкция крепления перегородок должна исключать возможность передачи на них горизонтальных нагрузок, действующих в их плоскости, обеспечивая при этом их устойчивость из плоскости.

Крепление перегородок к несущим конструкциям пристрелкой дюбелями не допускается.

76. Нормальное сцепление кладки перегородок из мелкоформатных изделий должно быть не менее 60 кПа (0,6 кг/см²). Перегородки из мелкоформатных изделий следует армировать на всю длину не реже чем через 70 см по высоте, а перегородки из гипсовых плит не реже чем через один ряд арматурными сетками общим рабочим сечением в шве не менее 0,2 см².

77. Перегородки, прочность которых не соответствует результатам расчета на нагрузки из плоскости, а также при величине нормального сцепления в кладке менее 60 кПа (0,6 кг/см²), следует усилить армированными штукатурными слоями и введением дополнительных вертикальных и горизонтальных элементов усиления, соединенных с несущими конструкциями здания.

При сейсмичности площадки более 9 баллов применение перегородок из мелкоформатных изделий без усиления двухсторонними армированными штукатурными слоями не допускается.

78. Дверные проемы в перегородках из мелкоформатных материалов на площадках сейсмичностью 8 и 9 баллов должны иметь железобетонное или металлическое обрамление.

79. Конструкция балкона и его соединение с перекрытием должны быть рассчитаны как консольная плита на вертикальную нагрузку при значении $\beta\eta = 5$.

Вынос балкона в зданиях с каменными стенами и сборными перекрытиями не должен превышать 1.5м. В деревянных зданиях устройство балконов не допускается.

80. Устройство эркеров должно быть подтверждено расчетами. Образующие при устройстве эркером проемы в стенах должны быть усилены железобетонными или металлическими рамами, связанными с основными стенами.

81. Отделку помещений, предназначенных для постоянного пребывания в них людей, рекомендуется выполнять легкими материалами. Оштукатуривание потолков при железобетонных перекрытиях запрещается.

82. Облицовка стен и других частей зданий допускается при условии их крепления анкерами.

83. Не рекомендуется на фасадах жилых зданий возводить тяжелые декоративные элементы, скульптурные украшения, карнизы и парапеты. В случае необходимости их устройства, крепление этих элементов должно быть выполнено на основе расчета.

84. Парапеты зданий с несущими кирпичными (каменными) стенами должны быть выполнены в комплексных конструкциях с шагом железобетонных вертикальных элементов не более 2,0 м.

§.5. Железобетонные конструкции

85. При расчете и конструировании железобетонных элементов, воспринимающих сейсмические нагрузки, необходимо:

- создавать условия, обеспечивающие возникновение преимущественно нормальных трещин и достижения в первую очередь предельных состояний в элементах по нормальным сечениям;
- обеспечивать устойчивость сжатой арматуры при знакопеременных повторных деформациях;
- обеспечивать целостность несущих элементов при образовании трещин, пересекающих весь элемент.

86. При расчете прочности нормальных сечений изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов предельную характеристику сжатой зоны бетона ξ_R следует принимать в соответствии с требованиями норм по проектированию бетонных и железобетонных конструкций с коэффициентом 0.85.

87. В железобетонных элементах без предварительного напряжения следует преимущественно применять арматурные стали, обладающие достаточно выраженными пластическими свойствами.

88. Для железобетонных колонн многоэтажных каркасных зданий общий процент армирования рабочей продольной арматурой с расчетным сопротивлением R_{sc} до 450МПа не должен превышать 6%, а арматурой с расчетным сопротивлением 450МПа и более - 4%.

89. Соединение продольной арматуры колонн прямоугольного сечения при диаметре продольной арматуры более 22мм следует выполнять на сварке встык при помощи накладок или ванной сваркой.

Для стыкования продольной арматуры допускается применять механические стыковые соединения (стыки с спрессованными муфтами, резьбовыми муфтами и др).

90. Во внецентренно-сжатых элементах, а также в сжатой зоне изгибаемых элементов при расчетной сейсмичности 8 и более баллов хомуты должны ставиться по расчету на расстояниях:

- при $R_{sc} < 450\text{МПа}$ (4500кг/см^2) - не более 400мм и при вязаных каркасах - не более $12d$, а при сварных каркасах - не более $15d$;
- при $R_{sc} \geq 450\text{МПа}$ (4500кг/см^2) - не более 300мм и при вязаных каркасах - не более $10d$, а при сварных каркасах - не более $12d$, где d - наименьший диаметр сжатых продольных стержней.

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

Расстояния между хомутами внецентренно-сжатых элементов в местах стыкования рабочей арматуры внахлестку без сварки должны приниматься не более $5d$.

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

Поперечная арматура элемента на участке примыкающего к жесткому узлу длиной $1.5h$ (где h - высота сечения элемента), должна удовлетворять следующим требованиям:

- шаг хомутов s должен быть не более:
- при расчетной сейсмичности 7 баллов - $h/2$, $15d_s$ (где d_s - диаметр продольной арматуры), 150мм;
- при расчетной сейсмичности 8-9 баллов - $h/3$, $12d_s$, 100мм;
- при расчетной сейсмичности более 9 баллов - $h/4$, $10d_s$, 80мм;
- первый хомут должен располагаться на расстоянии не более 50мм от грани узла;
- концы хомутов вязаной поперечной арматуры необходимо загнуть вокруг стержня продольной арматуры не менее, чем на 135° и заводить внутрь бетонного ядра на длину не менее $6d_{sw}$ от внутренней грани продольной арматуры, где d_{sw} - диаметр хомута.

91. В колоннах рамных каркасов многоэтажных зданий при расчетной сейсмичности 8 и более баллов шаг хомутов (кроме требований, изложенных в п. 90) не должен превышать $0.5h$, а для каркасов с несущими диафрагмами - не более $0.75h$. Диаметр хомутов в этом случае следует принимать не менее 8мм.

92. Для увеличения несущей способности на срез коротких колонн с отношением высоты к наибольшему размеру поперечного сечения $l/h < 5$ их следует усиливать косвенным армированием в виде сварных сеток или с помощью хомутов с шагом не более 100мм, таким образом, чтобы каждый продольный стержень был закреплен от изгиба в любом направлении.

93.Соединения рабочей арматуры (на сварке или без сварки) должны размещаться вне зоны действия максимальных моментов и, как правило, располагаться вразбежку. При соединении рабочей арматуры без сварки длина перепуска принимается на 20%, а сварных швов на 25% более значений, установленных нормами по проектированию бетонных и железобетонных конструкций. В зоне перепуска должны устанавливаться учащенные хомуты с шагом не более $h/4$, $8d_s$ и 100мм.

При этом в одном сечении соединяются не более чем каждый второй стержень, а расстояние между соединениями по длине элемента должно составлять не менее 300мм.

94.Стыковые соединения арматуры на ванной сварке в инвентарных (съёмных) формах и на сварке на остающихся стальных скобах-накладках допускается при условии контроля качества их выполнения разрушающими методами.

95.Стыки сборных железобетонных элементов должны осуществлять надёжную передачу усилий и совместную работу железобетонных элементов во время землетрясения. При этом стыки должны иметь прочность не ниже прочности примыкающих железобетонных элементов с учетом воздействия знакопеременных повторных нагрузок. Располагать стыки следует преимущественно в местах действия наименьших усилий в системе.

96.При проектировании предварительно-напряженных железобетонных конструкций должны учитываться следующие требования:

- прочность сечений должна превышать их трещиностойкость не менее чем на 25%;
- продольная напрягаемая арматура должна иметь сцепление с бетоном;
- при натяжении арматуры на бетон напрягаемую арматуру следует располагать в закрытых каналах, замоноличиваемых в дальнейшем бетоном или раствором;
- для большепролетных изгибаемых конструкций, а также для колонн каркасных зданий рекомендуется применять смешанное армирование.

В предварительно-напряженных конструкциях не допускается применять арматуру с относительным удлинением при разрыве менее 2%.

97.При проектировании стеновых конструкций (стен, диафрагм) у торцевых граней элементов должна предусматриваться сосредоточенная продольная вертикальная арматура с площадью сечения не менее 0.05% от площади поперечного сечения стены. По полю стены у обеих боковых граней должно предусматриваться горизонтальное и вертикальное армирование с площадью сечения не менее 0.05% от площади соответствующего сечения стенового элемента.

Горизонтальное армирование монолитных стен и диафрагм, как правило, должно выполняться арматурой диаметром не более 20мм.

Распределенная по боковым сторонам стены арматура должна быть обеспечена от выпучивания с помощью специальных поперечных стержней.

В пересечениях стен, в местах резкого изменения толщины стены, у граней проемов должно предусматриваться специальное армирование.

В стыковых сопряжениях стеновых элементов следует предусматривать установку арматурных или других стальных связей, надёжно заанкеренных в бетон. Сечение стальных связей определяется расчетом, при этом для зданий высотой 5 этажей и выше оно должно приниматься не менее 0.5см^2 на 1п.м. стыка при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов и не менее 1.0см^2 на 1п.м. стыка при сейсмичности более 8 баллов.

98.Анкеровка рабочей арматуры ригелей диаметром 25мм и более в тело крайних вертикальных несущих конструкций отгибами или крюками не допускается. Анкеровку в этих случаях следует производить приваркой к концам стержней анкерирующих пластин или другими экспериментально обоснованными методами.

Анкерование арматуры диаметром до 25мм отгибами или крюками допускается, если общее насыщение колонны продольной арматурой в месте анкеровки не превышает 6% площади поперечного сечения колонны при условии обеспечения удобства укладки и уплотнения бетонной смеси.

По концам верхней арматуры монолитных плит перекрытий следует устраивать отгибы.

99.При сейсмичности площадки более 8 баллов не допускается без специальных анкеров применять арматурные канаты и стержневую арматуру периодического профиля диаметром более 28мм.

100.При применении арматуры диаметром 12мм и выше в горизонтальном армировании монолитных стен и диафрагм жесткости, а также в качестве хомутов в колоннах и ригелях толщину защитного слоя бетона следует принимать не менее 25мм считая от наружной грани и не менее диаметра указанной арматуры.

§6. Каркасные здания

101.В многоэтажных каркасных зданиях системой, воспринимающей горизонтальную и вертикальную сейсмическую нагрузку, может служить:

- пространственный каркас с жесткими рамными узлами;
- пространственный каркас с жесткими рамными узлами с заполнением, участвующим в восприятии сейсмической нагрузки;
- каркас с вертикальными связями, диафрагмами и ядрами жесткости;
- безригельный каркас.

Допускается применение комбинированной схемы - рамной в одном направлении здания, связевой – в другом.

102. В районах сейсмичностью 7 баллов при высоте зданий не более 2 этажей, допускается применение неполного каркаса с опиранием крайних ригелей на стены из кирпичной или каменной кладки. Стены таких зданий должны быть запроектированы в соответствии с положениями раздела 5 § 9 настоящих норм.

103. Диафрагмы, связи и ядра жесткости, воспринимающие горизонтальную нагрузку, должны быть непрерывными по всей высоте здания и располагаться в обоих направлениях равномерно и симметрично в плане здания. В каждом направлении должно устанавливаться не менее двух диафрагм, расположенных в разных плоскостях.

Допускается в верхних этажах уменьшать число и протяженность диафрагм при сохранении симметричности их расположения в пределах этажа. Изменение сдвиговой (изгибной) жесткости диафрагм соседних этажей при этом не должно превышать 20%. Допускается применение рам-диафрагм и металлических связей.

Расположение в плане здания диафрагм и связей жесткости должно способствовать восприятию ими горизонтальных крутящих моментов, возникающих вследствие несовпадения центров жесткости и массы здания.

104. Шаг колонн безригельного каркаса рекомендуется принимать не более 7,2 м в каждом направлении. Максимальное расстояние между диафрагмами не должно превышать 12 м. Толщину плит перекрытий следует принимать в соответствии с п. 65, класс бетона - не ниже В22.5.

105. Центральная зона жестких узлов железобетонных каркасов должна быть усилена косвенным армированием в виде сварных сеток, спиралей или замкнутых хомутов, устанавливаемых по расчету.

Если по данным расчета косвенное армирование не требуется, то указанную зону следует армировать конструктивно замкнутой горизонтальной поперечной арматурой (хомутами) и вертикальной арматурой из стержней диаметром не менее 8 мм с шагом не более 100 мм. Участки ригелей и колонн, примыкающие к жестким узлам на расстоянии, равном полуторной высоте их сечения, должны армироваться замкнутой поперечной арматурой (хомутами), устанавливаемой по расчету, но не более чем через 100 мм.

106. Соединение рабочей продольной арматуры в монолитных элементах должно выполняться:

- в колоннах и ригелях каркасных зданий на сварке, посредством муфт и др. В 7-ми балльных зонах при диаметре продольной арматуры до 22 мм допускается соединение внахлестку без сварки, но при этом длина перепуска арматуры должна быть на 25% больше значений, приведенных в нормативных документах на бетонные и железобетонные конструкции или другими анкерными устройствами;

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

107. Стыки арматурных выпусков ригелей и колонн на ванной сварке должны быть отнесены от грани колонн на расстояние не менее $1.5h$, где h - высота ригеля.

108. В качестве ограждающих стеновых конструкций каркасных зданий следует применять:

- Легкие навесные панели, крепление которых к каркасу не препятствует его деформированию при сейсмических воздействиях.
- Заполнение каркаса из кирпичной (каменной) кладки, участвующее или не участвующее в восприятии сейсмических воздействий. Если заполнение принимается участвующим в работе конструкций, то оно рассчитывается и конструируется как диафрагма.

Для заполнения, не участвующего в работе, допускается применение кладки из облегченного кирпича, а также из керамического камня на смешанных цементных растворах марки не ниже М50. Необходимо обеспечить вертикальные зазоры заполнения с колоннами и горизонтальные с верхним ригелем шириной не менее 20 мм. Устойчивость и прочность конструкции заполнения следует обеспечивать армированием кладки (горизонтальным или вертикальным), применением обрамляющих элементов, устройством связей, препятствующих смещению заполнения из плоскости.

- Самонесущие стены из кирпичной (каменной) кладки допускаются при шаге колонн не более 6 м и высоте стен зданий при сейсмичности площадки 7, 8, 9 и более 9 баллов, соответственно не более 15, 12, 9 и 6 м. Самонесущие стены должны быть запроектированы в соответствии с положениями раздела 5. § 9 настоящих норм.

- Самонесущие стены из монолитного железобетона допускаются при шаге колонн не более 9 м и высоте стен здания на площадках с сейсмичностью 7, 8, 9 и более 9 баллов, соответственно не более 18, 15, 12 и 9 м.

109. Самонесущие стены должны иметь гибкие связи с каркасом, не препятствующие горизонтальным смещениям каркаса вдоль стен. Между поверхностями стен и колонн каркаса должен предусматриваться зазор не менее 20 мм. По всей длине стены в уровне плит перекрытия или верха оконных проемов должны устраиваться антисейсмические пояса, соединенные гибкими связями с каркасом здания.

В местах пересечения торцовых и продольных стен следует устраивать антисейсмические швы на всю высоту стен.

110. При проектировании зданий высотой 9 и более этажей кроме деформаций изгиба и сдвига в стойках каркаса необходимо учитывать осевые деформации, проводить расчет на устойчивость против

опрокидывания. При конструировании узлов сопряжений вертикальных и горизонтальных элементов каркасных зданий следует предусматривать возникновение зон пластичности, в первую очередь, в его горизонтальных элементах.

111. Железобетонные каркасы одноэтажных зданий в поперечном направлении рекомендуется проектировать, как правило, по конструктивной схеме в виде стоек, заземленных в фундаментах и с шарнирным сопряжением с ригелями покрытия. Для районов с сейсмичностью 7 баллов пролеты, стропильные и подстропильные конструкции принимаются как для несейсмических районов. Для районов с сейсмичностью 8 и 9 баллов пролеты принимаются, соответственно, 24.0м и 12.0м. Шаг стропильных конструкций принимается для 8 баллов – 6.0м и 12.0м, для 9 баллов – 6.0м, подстропильные конструкции не применяются.

112. Стальные колонны многоэтажных каркасов рамного типа следует, как правило, проектировать замкнутого (коробчатого или круглого) сечения равноустойчивого относительно главных осей инерции, а колонны рамно-связевых каркасов двутаврового, крестового или замкнутого сечений.

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

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

В колоннах рамных каркасов на уровне поясов ригелей должны быть установлены поперечные ребра жесткости. Зоны развития пластических деформаций в элементах стальных конструкций должны быть вынесены за пределы сварных и болтовых соединений.

114. Опорные сечения ригелей стальных каркасов многоэтажных зданий следует развивать за счет увеличения ширины полок или устройства вутов с целью снижения напряжений в сварных соединениях ригелей со стойками. Стыки ригелей со стойками допускается выполнять на высокопрочных болтах.

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

116. При проектировании одноэтажных производственных зданий с рамами в поперечном направлении и вертикальными связями по колоннам в продольном, вертикальные связи необходимо располагать по каждому продольному ряду колонн здания.

117. Для обеспечения пространственной жесткости и устойчивости покрытия и его элементов следует предусматривать систему связей между несущими конструкциями покрытия (фермами) в плоскости верхних и нижних поясов, а также в вертикальной плоскостях.

§7. Крупнопанельные здания

118. Крупнопанельные здания следует проектировать с продольными и поперечными стенами, объединенными между собой и с перекрытиями и покрытиями в единую пространственную систему, воспринимающую сейсмические нагрузки. Стены по всей длине и ширине здания должны быть, как правило, непрерывными.

При проектировании крупнопанельных зданий необходимо:

- панели стен и перекрытий предусматривать, как правило, размером на комнату;
- предусматривать соединение панелей стен и перекрытий путем сварки выпусков арматуры, анкерных стержней и закладных деталей и замоноличивание вертикальных колодцев и участков стыков по горизонтальным швам мелкозернистым бетоном с пониженной усадкой;
- при опирании перекрытий на наружные стены здания и на стены у температурных швов предусматривать сварные соединения выпусков арматуры из панелей перекрытий с вертикальной арматурой стеновых панелей.

119. Армирование стеновых панелей следует выполнять в виде пространственных каркасов или сварных арматурных сеток. В случае применения трехслойных наружных стеновых панелей толщину внутреннего несущего бетонного слоя следует принимать не менее 100мм.

Закладные детали, служащие для соединения панелей между собой, должны быть приварены к рабочей арматуре.

120. Конструктивное решение горизонтальных стыковых соединений должно обеспечивать восприятие расчетных значений усилий в швах. Необходимое сечение металлических связей в швах между панелями определяется расчетом, но оно не должно быть меньше 1см^2 на 1м длины шва, а для зданий высотой 5 этажей и менее при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов не менее 0.5см^2 на 1м длины шва.

121. В местах пересечения продольных и поперечных стен должна размещаться вертикальная арматура, непрерывная на всю высоту здания. Площадь поперечного сечения указанной арматуры должна определяться по расчету, но быть не менее 1см^2 - для зданий высотой до 5 этажей включительно, возводимых на площадках сейсмичностью 7 баллов и не менее 2см^2 – в остальных случаях.

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

122. По контуру оконных и дверных проемов следует устанавливать продольную арматуру.

При регулярном расположении проемов по высоте здания вертикальная арматура должна поэтажно стыковаться. Площадь поперечного сечения вертикальной арматуры, устанавливаемой у граней проемов, должна определяться по расчету, но быть не менее указанной в п. 121.

123. При расположении непрерывной вертикальной арматуры в замоноличиваемых вертикальных полостях между панелями следует предусматривать конструктивные мероприятия, обеспечивающие совместность деформирования бетона замоноличивания с бетоном панелей (шпонки, распределенные по высоте панели; горизонтальная арматура, пересекающая стык).

124. Лоджии должны быть, как правило, встроенными, длиной, равной расстоянию между соседними стенами. В местах размещения лоджий в плоскости наружных стен следует предусматривать устройство железобетонных рам.

Устройство эркеров не допускается.

§.8. Здания с несущими стенами из монолитного железобетона

125. Здания с несущими стенами из монолитного железобетона следует проектировать с продольными и поперечными стенами, объединенными перекрытиями в единую пространственную систему.

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

Выступы наружных стен не должны превышать 25% от наименьшего линейного размера здания в плане, а также 6 м при расчетной сейсмичности 7-8 баллов и 3 м – при расчетной сейсмичности 9 баллов. При этом отношение ширины выступа к самому выступу должно быть не менее 2:1.

127. Для зданий с несущими стенами из монолитного железобетона могут применяться монолитные, сборно-монолитные или сборные перекрытия.

Монолитные и сборно-монолитные перекрытия рекомендуется проектировать в виде неразрезной железобетонной плиты.

Сборные перекрытия допускается выполнять из плоских или многопустотных железобетонных плит перекрытий, объединенных для совместной работы с помощью конструктивных мероприятий, указанных в п. 58.

128. При проектировании многоэтажных зданий с несущими стенами из монолитного железобетона допускается использовать зонирование несущих стен по высоте за счет назначения переменной толщины стен и применения различных классов бетона.

Толщину несущих монолитных стен следует назначать по результатам расчета, но не менее 120 мм для зданий высотой до 5 этажей и не менее 160 мм – для зданий высотой более 5 этажей.

129. Несущие монолитные стены могут выполняться из тяжелого или легкого бетона класса не ниже В12.5.

130. Оконные и дверные проемы в стенах следует располагать таким образом, чтобы расстояние от внутренней стены здания до проема составляло не менее 0,6 м.

131. Армирование монолитных железобетонных стен следует назначать по результатам расчета и по конструктивным требованиям в соответствии с нормативными требованиями по бетонным и железобетонным конструкциям и раздела 5. §.5 настоящих норм.

При расчете конструкций следует проверять прочность следующих сечений:

- горизонтальных и наклонных сечений глухих стен и простенков;
- вертикальных сопряжений стен;
- нормальных сечений в опорных зонах перемычек, сечений на полосе между возможными наклонными трещинами и по наклонной трещине.

Независимо от результатов расчета должно предусматриваться конструктивное армирование стен:

- по полю стен вертикальной и горизонтальной арматурой, с площадью сечения не менее 0,05% площади соответствующего сечения стены;
- в пересечениях стен, местах резкого изменения толщины стены, у граней проемов – с площадью сечения арматуры не менее 2см^2 .

132. Монолитные стены следует, как правило, армировать пространственными каркасами из плоских вертикальных каркасов, объединенных в пространственный каркас с помощью горизонтальных стержней или плоских горизонтальных каркасов.

В пространственных каркасах, используемых для армирования поля стен, плоские каркасы должны устанавливаться с шагом не более 900 мм при конструктивном армировании и не более 400 мм при армировании поля стены арматурой, требуемой по расчету стен из плоскости на основное сочетание нагрузок. Диаметр вертикальной арматуры принимают не менее 10 мм, а горизонтальной – не менее 8 мм, шаг горизонтальных стержней, объединяющих каркасы, не должен превышать 600 мм.

133. Каркасы, используемые для конструктивного армирования мест пересечения стен и граней проемов, должны состоять из продольных арматурных стержней диаметром не менее 10 мм и замкнутых хомутов диаметром 3-4 мм, устанавливаемых с шагом не более 500 мм.

Изменение площади сечения расчетной арматуры по высоте здания рекомендуется осуществлять за счет изменения диаметра продольных стержней, сохраняя неизменным их число и расстояние между ними.

134. При армировании узких простенков шириной до 1000 мм следует предусматривать не менее четырех продольных арматурных стержней диаметром не менее 12 мм, объединяемых замкнутыми хомутами в

пространственный каркас. Хомуты должны устанавливаться с шагом не более удвоенной толщины стены, 400мм или $20d$.

135. В местах пересечения стен следует устанавливать горизонтальную арматуру, площадь сечения которой принимается по расчету, но не менее:

- для зданий высотой до пяти этажей включительно, возводимых на площадках сейсмичностью 7 баллов - 1см^2 на 1м длины сопряжения стен;
- в остальных случаях – не менее 2см^2 на 1м длины сопряжения стен.

136. Перемычки следует армировать пространственными каркасами. Крайние продольные стержни следует заводить за грань проема на длину анкеровки согласно нормативных требований по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, но не менее чем на 500мм. С целью обеспечения устойчивости продольных стержней в сжатой зоне прямоугольного сечения перемычки их следует закреплять от выпучивания с помощью поперечных стержней.

Шаг поперечных стержней должен быть не более $10d$ (d - диаметр продольных стержней) и не более 150мм. Первый хомут должен располагаться на расстоянии не более 75мм от грани проема.

137. Стены лоджий должны выполняться как продолжение наружных стен.

§9. Здания со стенами из кирпичной (каменной) кладки

138. Стены могут иметь следующие конструктивные решения:

- кирпичная (каменная) кладка;
- комплексные конструкции;
- каркасно-кирпичные (каркасно-каменные).

139. Для штучной кладки несущих и самонесущих стен зданий и заполнения каркаса рекомендуется применять следующие изделия и материалы:

– Кирпич полнотелый или пустотелый марки не ниже 75, пустотностью не выше 25% с отверстиями, максимальный размер которых не превышает 16мм. Минимальное расстояние между пустотами должно быть не менее 20мм. Допускается использовать кирпич с несквозными пустотами диаметром до 60мм; при сейсмичности площадки 7 баллов - применять керамические камни марки не ниже 75.

– Сплошные и пустотелые камни и блоки из легкого бетона средней плотностью не менее 1200кг/м^3 класса В3.5 и выше и природные камни правильной формы марки 50 и выше.

– Растворы марки не ниже 50 на основе цемента с пластификаторами и/или специальными добавками, повышающими сцепление раствора с кирпичом или камнем.

В сейсмических условиях не допускается применение в несущих и самонесущих стенах облегченной кладки с внутренними теплоизоляционными слоями.

140. Кладку в зависимости от сопротивления сейсмическим воздействиям подразделяют на категории, определяемые временным сопротивлением осевому растяжению по неперевязанным швам (нормальное сцепление), значение которого должно быть в пределах:

кладка 1-й категории — $R_{nt} \geq 180\text{кПа}$ (1.8кг/см^2);

кладка 2-й категории — $180\text{кПа} > R_{nt} \geq 120\text{кПа}$ (1.2кг/см^2).

Для обеспечения нормативной величины временного сопротивления осевому растяжению при ведении кладки следует применять растворы со специальными добавками, повышающими прочность нормального сцепления кирпича (камня, блока) с раствором.

141. В проекте необходимо указывать требуемое значение R_{nt} и предусматривать специальные мероприятия, которые позволят с учетом климатических условий района строительства и особенностей применяемых строительных материалов получить необходимые прочностные показатели кладки. При проектировании значение R_{nt} следует назначать в зависимости от результатов испытаний, проводимых в районе строительства.

При невозможности получения на площадке строительства, в том числе на растворах с добавками, повышающими прочность сцепления растворов с кирпичом (камнем, блоком), значения R_{nt} равного или превышающего 120кПа (1.2кг/см^2), применение кирпичной (каменной) кладки для несущих стен не допускается.

142. Значения расчетных сопротивлений кладки R_t , R_{sq} , R_{tw} по перевязанным швам следует принимать в соответствии с нормами по проектированию каменных и армокаменных конструкций, а по неперевязанным швам — определять по формулам (5.1) — (5.3) в зависимости от величины R_{nt} полученной в результате испытаний, проводимых в районе строительства:

$$R_t = 0.45 R_{nt} \quad (5.1)$$

$$R_{sq} = 0.7 R_{nt} \quad (5.2)$$

$$R_{tw} = 0.8 R_{nt} \quad (5.3)$$

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

143. Конструкции из штучной кладки необходимо рассчитывать на одновременное действие горизонтальных и вертикальных сейсмических сил.

Значение вертикальной сейсмической нагрузки при сейсмичности площадки 7—8 баллов допускается принимать равным 15%, при сейсмичности 9 баллов — 30% и при сейсмичности более 9 баллов — 50% соответствующей вертикальной статической нагрузки. Направление действия вертикальной сейсмической нагрузки (вверх или вниз) принимается более невыгодным для напряженного состояния рассматриваемого элемента.

144.Выполнение зимней кладки вручную при возведении зданий на площадке сейсмичностью 8 баллов и менее допускается с обязательным включением в раствор добавок, обеспечивающих твердение раствора при отрицательных температурах.

145.Высота этажа зданий с несущими стенами из штучной кладки, не усиленной армированием или железобетонными включениями, не должна превышать при сейсмичности площадки 7, 8 и 9 баллов, соответственно, 5.0; 4.0 и 3.5м. При усилении кладки армированием или железобетонными включениями высоту этажа следует принимать соответственно не более 6.0; 5.0 и 4.5м, а при сейсмичности более 9 баллов — не более 3.5м. При этом отношение высоты этажа к толщине стены должно быть не более 12.

146.В зданиях с несущими кирпичными стенами, кроме наружных продольных стен должно быть не менее одной внутренней продольной стены, связанной с торцевыми наружными и внутренними поперечными стенами. Внутреннюю продольную и торцевые стены здания следует выполнять без изломов.

147.Расстояние между осями поперечных стен или заменяющих их рам должно проверяться расчетом и быть не более значений, приведенных в таблице 9 Приложения 4. Допускается вместо части поперечных стен или отдельных участков продольных стен предусматривать железобетонные рамы.

148.Размеры элементов стен каменных зданий следует определять по расчету. Они должны удовлетворять требованиям, приведенным в таблице 10 Приложения 4.

149.В уровне перекрытий и покрытий, выполняемых из сборных железобетонных элементов, по всем стенам без пропусков и разрывов должны устраиваться антисейсмические пояса из монолитного железобетона с непрерывным армированием. В зданиях с монолитными железобетонными перекрытиями, заделанными по контуру в стены, антисейсмические пояса в уровне этих перекрытий допускается не устраивать.

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

150.Антисейсмический пояс (с опорным участком перекрытия) должен устраиваться, как правило, на всю ширину стены; в наружных стенах толщиной 500мм и более ширина пояса может быть меньше на 100—150мм. Высота пояса должна быть не менее толщины плиты перекрытия, класс бетона — не ниже В12.5.

При опирании сборных плит перекрытия (покрытия) на стену с двух сторон антисейсмический пояс следует устраивать под плитами на всю ширину стены с выпусками из него хомутов в обвязку перекрытия.

Продольную арматуру антисейсмического пояса устанавливают по расчету, но не менее 4Ø10 при расчетной сейсмичности 7-8 баллов, не менее 4Ø12 - при сейсмичности 9 баллов и не менее 4Ø14 при более 9 баллах. Класс арматуры следует принимать не ниже А300 (А-III).

151.В сопряжениях стен толщиной 250, 380 и 510мм в кладку должны укладываться арматурные сетки общей площадью сечения продольной арматуры соответственно не менее: 0.7, 1.0 и 1.3см² длиной не менее 1.5м через 700мм по высоте при сейсмичности площадки 7—8 баллов, через 500мм — при сейсмичности 9 баллов и через 300мм — при сейсмичности более 9 баллов.

152.Сейсмостойкость кирпичных (каменных) стен зданий следует повышать:

- сетками из арматуры, укладываемыми в горизонтальных швах кладки;
- созданием комплексной конструкции путем усиления стен вертикальными сетками из арматуры в слое торкрет-бетона класса не ниже В7.5 или в слое цементно-песчаного раствора марки не ниже 100;
- созданием комплексной конструкции путем включения в состав кладки монолитных вертикальных и горизонтальных железобетонных элементов;
- устройством в кладке внутреннего железобетонного слоя (трехслойная каменно-монолитная кладка).

Для повышения сейсмостойкости кирпичных стен допускается применять другие, экспериментально обоснованные методы.

153.Каркасно-кирпичные (каркасно-каменные) системы предполагают усиление стен монолитными железобетонными колоннами с использованием кладки в качестве опалубки. Колонны совместно с антисейсмическими поясами образуют регулярный каркас с несущим заполнением из кладки.

При проектировании каркасно-каменных систем антисейсмические пояса и их узлы сопряжения с колоннами должны рассчитываться и конструироваться как элементы каркасов с учетом работы заполнения.

154.При проектировании комплексных конструкций в виде стен, усиленных сетками из арматуры в слое торкрет-бетона или в слое цементно-песчаного раствора:

- сетки, как правило, устанавливаются по обеим сторонам стен;
- толщина слоев раствора или бетона должна быть 25-40мм с каждой стороны стены;
- крепление арматурных сеток к стенам выполняется анкерами из арматуры диаметром не менее 6мм, которые устанавливаются в шахматном порядке с шагом не более 600мм.

При усилении стен указанным способом следует предусматривать технологические мероприятия, обеспечивающие надежное сцепление слоев бетона или раствора с кладкой.

155.Железобетонные включения в кладке комплексной конструкции должны быть открытыми не менее

чем с одной стороны.

Вертикальные железобетонные включения (сердечники) должны соединяться с антисейсмическими поясами. Горизонтальную арматуру стен и антисейсмических поясов следует пропускать через вертикальные железобетонные включения.

Сердечники должны устраиваться, как правило, в местах сопряжений стен, по краям оконных и дверных проемов, на глухих участках стен с шагом не более 6м. Бетон сердечников должен быть не ниже класса В15, а площадь сечения продольной арматуры должна приниматься по расчету и составлять не менее 0.45% площади сечения бетона сердечников.

156. Участки стен и столбы над чердачным перекрытием, имеющие высоту более 400мм, должны быть армированы или усилены монолитными железобетонными включениями, заанкеренными в антисейсмический пояс.

Кирпичные столбы допускаются только при расчетной сейсмичности 7 баллов. При этом марка раствора должна быть не ниже 50, а высота столбов — не более 4м. В двух направлениях столбы следует связывать заанкеренными в стены балками.

157. Первые этажи зданий, используемые под магазины и другие помещения, требующие большой свободной площади, следует выполнять в железобетонных или стальных конструкциях.

158. Перемычки должны устраиваться на всю толщину стены и заделываться в кладку на глубину не менее 350мм. При ширине проема до 1.5м заделка перемычек допускается на глубину не менее 250мм. Армирование перемычек определяется по расчету.

Применение деревянных перемычек не допускается.

159. Несущие стены, в которых размещаются вентиляционные каналы и дымоходы, следует проектировать в виде комплексной конструкции.

160. Дверные и оконные проемы в стенах лестничных клеток зданий из штучной кладки при расчетной сейсмичности более 8 баллов должны иметь железобетонное или металлическое обрамление.

161. В зданиях высотой три этажа и более с несущими стенами из штучной кладки на площадках сейсмичностью 9 баллов выходы из лестничных клеток следует устраивать по обе стороны здания.

§10. Здания со стенами из глиноматериалов

162. В сельской местности допускается строительство малоэтажных зданий из местных материалов со следующими конструктивными решениями стен:

- из кирпича-сырца, грунтоблоков или самана;
- из кирпича-сырца или грунтобетона с сетчатым армированием;
- деревянный каркас с заполнением глиноматериалами;
- железобетонный каркас с заполнением глиноматериалами.

Строительство зданий с несущими стенами из битой глины без усиления (пахса) не допускается.

163. Здания со стенами из глиноматериалов должны иметь правильную форму в плане, без выступов и изломов. Материал и конструкцию стен в пределах одного этажа следует принимать одинаковыми.

Расстояние между продольными стенами в свету следует принимать не более: при сейсмичности площадки 7-8 баллов – 5м, при 9 баллов – 4м, а поперечными – 6 и 5м, соответственно. На площадках сейсмичностью 7-8 баллов отношение высоты стены к ее толщине не должно превышать значения 7 - для бескаркасных зданий, значения 12 – для зданий с деревянным каркасом и значения 10 – для зданий с железобетонным каркасом, а на площадках сейсмичностью 9 баллов – 6, 10 и 8, соответственно.

164. Расстояние между антисейсмическими швами, высота и этажность зданий не должны превышать значений указанных в табл. 8 Приложения 4, а предельные размеры элементов стен бескаркасных зданий – значений табл. 11 Приложения 4.

165. Под стенами зданий должны устраиваться ленточные бетонные или бутобетонные фундаменты.

166. В зданиях со стенами из сырцового кирпича и грунтобетона в уровне перекрытий и покрытий должны устраиваться деревянные или железобетонные антисейсмические пояса по всем продольным и поперечным стенам.

167. Антисейсмический пояс из дерева устраивается на всю толщину стены в виде двух брусков сечением 100х100мм, укладываемых по обеим граням стен и надёжно соединяемых между собой брусками прямоугольного сечения 50х100мм с шагом не более 500мм.

168. В зданиях со стенами из сырцового кирпича или грунтобетона при расчетной сейсмичности более 7 баллов горизонтальные антисейсмические пояса из дерева укладываются также в уровне подоконников. Деревянные перемычки над оконными и дверными проемами следует связать с деревянными антисейсмическими поясами с помощью раскосных брусков сечением не менее 50х50мм.

169. Монолитный железобетонный пояс из бетона класса не ниже В7.5 устраивается на всю ширину стены в соответствии с требованиями для каменных зданий. Для улучшения связи пояса со стенами в кладке стен следует предусматривать гнезда сечением 140х140мм глубиной не менее 300мм с шагом до 1000мм, заполняемые при устройстве пояса бетоном с установкой четырех вертикальных стержней диаметром 5мм, связанных в каркас.

170. Для бескаркасных зданий усиление углов и пересечений стен из глиноматериалов должно

производится, как правило, металлическими сетками, покрытыми антикоррозионным составом с общей площадью сечений продольной арматуры 1 см^2 , длиной 1м в каждую сторону от оси пересечения через 500мм по высоте стен. При расчетной сейсмичности 7 баллов допускается усиление пересечений стен одноэтажных зданий плетеными сетками из веток деревьев, камыша, и др., или их комбинации с проволочной арматурой, пропитанных горячим битумом.

171. Деревянный каркас для усиления стен следует устраивать из стоек сечением не менее 100х100мм, или диаметром не менее 100мм с шагом не более 1500мм и диагональных подкосов такого же сечения.

Вертикальные элементы каркаса должны объединяться нижним и верхним обвязочными поясами из бруса сечением не менее 100х150мм. Нижний пояс должен соединяться анкерными металлическими связями диаметром 10-12мм с цоколем здания. Соединение стоек каркаса с поясами должно осуществляться на сквозных шипах и усиливаться полосовыми металлическими накладками. Деревянный каркас и диагональные связи должны быть антисептированными.

172. Железобетонные элементы усиления стен следует объединять в систему в виде рам с жесткими узлами. Конструкции железобетонных элементов должны отвечать требованиям раздела 5.§.5 и раздела 5.§.6.

173. В зданиях со стенами из глиноматериалов следует применять деревянные балочные перекрытия с шагом балок не более 1200мм с сечением, определяемым по расчету и не менее 100х150мм и диагональным настилом (под углом 45^0) из досок. Балки перекрытия должны быть жестко связаны с антисейсмическим поясом или верхним поясом обвязки стен.

В зданиях с железобетонными элементами усиления стен допускается применение монолитных перекрытий.

174. Кровли следует применять легкие. Применение заливных земляных кровель запрещается.

175. Несущие конструкции покрытия должны иметь надежные связи с конструкциями, на которые они опираются. При этом не допускается передача распора от стропил на стены.

176. Арматурные и металлические изделия, применяемые для стен из глиноматериалов должны иметь антикоррозионное покрытие.

6. ТРАНСПОРТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

§1. Общие положения

177. Указания настоящего раздела распространяются на проектирование новых и реконструкцию существующих транспортных сооружений, в том числе сооружений особой и повышенной ответственности.

Примечания:

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

2. При проектировании сооружений на железнодорожных путях и на автомобильных дорогах промышленных предприятий сейсмические нагрузки могут не учитываться, кроме отдельных обоснованных случаев, определяемых утверждающей проект организацией.

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

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

Расчетная сейсмичность для искусственных сооружений на железных дорогах IV-V категорий, на железнодорожных путях промышленных предприятий и на автомобильных дорогах IV, IIIп и IVп категорий, а также для насыпей, выемок, вентиляционных и дренажных тоннелей на дорогах всех категорий принимается на один балл ниже сейсмичности площадок строительства.

Примечание. Сейсмичность площадок строительства тоннелей и мостов длиной не более 500м и других дорожных искусственных сооружений, а также сейсмичность площадок строительства насыпей и выемок, как правило, следует определять на основании данных общих инженерно-геологических изысканий по табл. 1 Приложения 4 с учетом дополнительных требований, изложенных в п. 179.

179. При изысканиях для строительства транспортных сооружений, возводимых на площадках с особыми инженерно-геологическими условиями (площадки со сложным рельефом и геологией, русла и поймы рек, подземные выработки и др.), и при проектировании этих сооружений крупнообломочные грунты маловлажные из магматических пород, содержащие до 30% песчано-глинистого заполнителя, а также пески гравелистые плотные и средней плотности водонасыщенные, следует относить по сейсмическим свойствам к

грунтам II категории; глинистые грунты с показателем консистенции $0.25 < I_L \leq 0.5$ при коэффициенте пористости $e < 0.9$ для глин и суглинков и $e < 0.7$ для супесей — к грунтам III категории.

Примечания:

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

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

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

4. Сейсмичность площадок строительства насыпей и труб под насыпями следует определять в зависимости от сейсмических свойств грунта верхнего 10-метрового слоя основания насыпи.

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

§2. Трассирование дорог

180. При трассировании дорог, как правило, следует обходить особо неблагоприятные в инженерно-геологическом отношении участки, в частности зоны возможных обвалов, оползней и лавин.

181. Трассирование дорог в районах сейсмичностью 8 и 9 баллов по нескальным косогорам при крутизне откоса более 1:1.5 допускается только на основании результатов специальных инженерно-геологических изысканий. Трассирование дорог по нескальным косогорам крутизной 1:1 и более не допускается.

§3. Земляное полотно и верхнее строение пути

182. При расчетной сейсмичности 9 баллов и высоте насыпей (глубине выемок) более 4 м откосы земляного полотна из нескальных грунтов следует принимать на 1:0.25 положе откосов, проектируемых для несейсмических условий. Откосы крутизной 1:2.25 и менее крутые допускается проектировать по нормам для несейсмических условий.

Откосы выемок и полувыемок, расположенных в скальных грунтах, а также откосы насыпей из крупнообломочных грунтов, содержащих менее 20% по весу заполнителя, допускается проектировать по нормам для несейсмических условий.

183. При устройстве насыпей под железную или автомобильную дорогу I категории на водонасыщенных грунтах основание насыпей следует осушать.

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

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

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

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

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

§4. Мосты

189. Мосты, как правило, следует располагать вне зон тектонических разломов, на участках речных долин с устойчивыми склонами.

В тех случаях, когда мост необходимо построить в створе, пересекаемом активным тектоническим разломом или руслом селеопасной горной реки, должны быть учтены возможные подвижки по разлому, а опоры моста вынесены за пределы зоны тектонического дробления горных пород и расположены выше уровня селевого потока.

190. Преимущественно следует применять мосты балочной системы с разрезными и неразрезными пролетными строениями. Арочные мосты допускается применять только при наличии скального основания.

Пяты сводов и арок следует опирать на массивные опоры и располагать на возможно более низком уровне. Надарочное строение следует проектировать сквозным.

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

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

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

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

195. При расчетной сейсмичности 9 баллов размеры подферменной плиты в балочных мостах с разрезными пролетными строениями длиной $l > 50\text{м}$ следует назначать такими, чтобы в плане расстояние вдоль оси моста от края площадок для установки опорных частей до граней подферменной плиты было не менее $0.005l$.

196. Опирание подошвы фундаментов мелкого заложения или нижних концов свай, столбов и оболочек следует предусматривать преимущественно на скальные или крупнообломочные грунты, гравелистые плотные пески, глинистые грунты твердой и полутвердой консистенции.

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

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

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

200. На мостовых переходах при слабых грунтах в основании опор и подходов к ним следует предусматривать, как правило, переходные пролеты взамен устройства высоких (более 6м) насыпей-подходов.

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

202. При расчете мостов следует учитывать совместное действие сейсмических и постоянных нагрузок, 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.

Примечания:

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

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

203. При расчете мостов с учетом сейсмических воздействий коэффициенты сочетания n_c следует принимать равным:

- для постоянных нагрузок, сейсмических нагрузок, учитываемых совместно с постоянными нагрузками, а также с воздействием трения от постоянных нагрузок в подвижных опорных частях – 1.0;
- для сейсмических нагрузок, действие которых учитывается совместно с нагрузками от подвижного состава железных и автомобильных дорог – 0.8;
- для нагрузок от подвижного состава железных дорог – 0.7;
- для нагрузок от подвижного состава автомобильных дорог – 0.3.

204. При расчете конструкций мостов на устойчивость и при расчете их пролетных строений длиной 24м и более

- при сейсмичности площадки 7 баллов, 18м и более
- при сейсмичности площадки 8 баллов, 12м и более

– при сейсмичности площадки 9 баллов на прочность следует учитывать сейсмические нагрузки, вызванные вертикальной и одной из горизонтальных составляющих колебаний грунта, причем сейсмическую нагрузку, вызванную вертикальной составляющей колебаний грунта, следует умножать на коэффициент 0.5.

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

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

206. Сейсмические нагрузки от частей моста и подвижного состава следует определять согласно требованиям п. 21 настоящих норм с учетом упругих деформаций конструкций и основания моста, а также рессор железнодорожного состава.

207. При расчете мостов произведение коэффициентов K_1 , K_2 , K_3 и A следует принимать равным 0.025, 0.05 и 0.1 при расчетной сейсмичности соответственно 7, 8 и 9 баллов. Коэффициент β_i следует определять независимо от категорий грунтов по сейсмическим свойствам по формуле (4.5). При определении сейсмической нагрузки, действующей вдоль оси моста, масса железнодорожного подвижного состава не учитывается.

208. Опоры мостов следует рассчитывать с учетом сейсмического давления воды, если глубина реки в межень у опоры превышает 5м. Сейсмическое давление воды допускается определять согласно требованиям раздела 7.

209. При расчете на прочность анкерных болтов, закрепляющих на опорных площадках от сдвига опорные части моста, следует принимать коэффициент надежности $K_d = 1.5$. Коэффициент надежности K_d допускается принимать равным единице при дополнительном закреплении опорных частей с помощью заделанных в бетон упоров или другими способами, обеспечивающими передачу на опору сейсмической нагрузки без участия анкерных болтов.

210. При расчете конструкций мостов на устойчивость против опрокидывания коэффициент условий работы γ следует принимать:

- для конструкций, опирающихся на отдельные опоры – 1.0;
- при проверке сечений бетонных конструкций и фундаментов на скальных основаниях – 0.9;
- при проверке фундаментов на нескальных основаниях – 0.8.

При расчете на устойчивость против сдвига коэффициент условий работы γ следует принимать равным 0.9.

211. 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 норм по проектированию оснований зданий и сооружений и по проектированию свайных фундаментов.

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

- в сечениях по подошве фундаментов, заложенных на нескальном грунте, — $e_0 \leq 1.5\rho$;
- в сечениях по подошве фундаментов, заложенных на скальном грунте, — $e_0 \leq 2.0\rho$, где ρ — радиус ядра сечения по подошве фундамента со стороны более нагруженного края сечения.

§5. Трубы под насыпями

213. При расчетной сейсмичности более 8 баллов следует преимущественно применять железобетонные фундаментные трубы со звеньями замкнутого контура. Длину звеньев, как правило, следует принимать не менее 2м.

214. При расчетной сейсмичности до 8 баллов включительно могут применяться бетонные прямоугольные фундаментные трубы с плоскими железобетонными перекрытиями, а также бесфундаментные металлические гофрированные трубы. В случае применения при расчетной сейсмичности 9 баллов бетонных прямоугольных труб с плоскими железобетонными перекрытиями необходимо предусматривать соединение стен с фундаментом моноличиванием выпусков арматуры. Бетонные стены труб следует армировать конструктивной арматурой. Между раздельными фундаментами следует устраивать распорки.

§.6. Подпорные стены

215. Применение каменной кладки насухо не допускается.

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

- стены из бетона: при расчетной сейсмичности 8 баллов - 12м; 9 баллов - 10м;
- стены из бутобетона и каменной кладки на растворе: при расчетной сейсмичности 8 баллов - 10м; 9 баллов - 8м.

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

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

219. Применение подпорных стен в виде обратных сводов не допускается.

§7. Тоннели

220. При выборе трассы тоннельного перехода необходимо, как правило, предусматривать заложение тоннеля вне зон тектонических разломов.

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

222. Обделку тоннелей следует проектировать замкнутой. Для тоннелей, сооружаемых открытым способом, следует применять, как правило, цельносекционные сборные элементы.

223. Порталы тоннелей и лобовые подпорные стены следует проектировать, как правило, железобетонными.

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

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

7. ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

§.1. Общие положения

226. Нормы настоящего раздела должны соблюдаться при проектировании гидротехнических сооружений, гидроэлектрических станций, портовых сооружений водного транспорта, мелиоративных систем и других гидротехнических сооружений (ГТС).

227. Для обеспечения сейсмостойкости ГТС требуется:

– проведение на стадии проектирования комплекса специальных исследований с задачей установления расчетной сейсмичности площадки строительства, определения расчетных сейсмических воздействий (включая в необходимых случаях – установление вероятности и параметров повторных сейсмических воздействий), получение набора сейсмических записей или их спектров, моделирующих расчетные сейсмические воздействия;

– выполнение комплекса расчетов (а при необходимости и модельных испытаний) по определению напряженно-деформированного состояния, оценке прочности и устойчивости сооружений, их элементов и оснований;

– применение конструктивных решений и материалов, повышающих сейсмостойкость сооружений;

– включение в проекты особо ответственных сооружений специального раздела о проведении в процессе эксплуатации сооружения мониторинга сейсмических процессов и реакции ГТС на их проявления;

– периодическое обследование состояния гидротехнических сооружений и их оснований, в том числе после каждого перенесенного землетрясения силой не менее 5 баллов.

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

В качестве ПЗ принимается землетрясение повторяемостью T 1 раз в 500 лет, МРЗ – 1 раз в 10000 лет.

При специальном обосновании допускается устанавливать повторяемость МРЗ в диапазоне 1000-10000 лет.

ПЗ должно восприниматься гидротехническим сооружением без нарушения режима его нормальной эксплуатации. При этом допускаются остаточные смещения, трещины и иные повреждения, не препятствующие возможности ремонта сооружения в условиях его нормального функционирования.

МРЗ должно восприниматься без угрозы разрушения сооружения или прорыва напорного фронта. При этом допускаются повреждения ГТС и его основания.

Примечание. Уровень ПЗ и МРЗ определяется по данным специализированной сейсмологической организации.

229. Для разработки проектов подпорных сооружений I класса определение уточненных характеристик сейсмического воздействия должно производиться на основе детального сейсмического районирования и сейсмического микрорайонирования. Материалы изысканий должны содержать:

- характеристику структурно-тектонической обстановки и сейсмического режима района строительства в радиусе 50-100км от площадки;

- границы основных сейсмогенных зон и описание их сейсмологических характеристик (максимальные магнитуды, глубины очагов и эпицентральные расстояния, повторяемость землетрясений, сейсмичность площадки);

- параметры расчетных сейсмических воздействий из всех выделенных зон с учетом структурно-тектонических особенностей района и инженерно-геологических условий площадки;
- границы возможных зон возникновения остаточных деформаций в основании сооружения и оценку их величин при сильнейших землетрясениях;
- наборы расчетных записей (акселерограмм, велосиграм, сейсмограмм), моделирующих основные типы сейсмических воздействий на выбранной площадке;
- оценку изменения параметров сейсмического режима под влиянием водохранилища в процессе его заполнения и эксплуатации;
- оценку возможности обрушения в водохранилище больших масс горных пород и падения на сооружение неустойчивых скальных массивов под влиянием сейсмических воздействий.

230. Строительство гидротехнических сооружений на грунтах III категории в районах сейсмичностью 9 баллов допускается только при специальном обосновании.

231. Расчеты всех гидротехнических сооружений, оснований и береговых склонов, как в створе сооружения, так и в зоне водохранилища должны производиться на сейсмические нагрузки, определяемые согласно указаний раздела 4 §2 и раздела 7 §2.

232. Для подпорных гидротехнических сооружений I класса, при их расположении в районах сейсмичностью свыше 7 баллов, следует производить дополнительные расчеты в соответствии с раздела 4 §3 Расчет на ПЗ производится, как правило, с применением линейного временного динамического анализа, а на МРЗ – нелинейного или линейного временного динамического анализа.

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

233. Значения максимального пикового ускорения в основании сооружения

$$a_{п} = \text{Max}|\ddot{U}_0(t)|, \quad (7.1)$$

должны быть не меньше ускорений, определяемых при соответствующей расчетной сейсмичности по карте общего сейсмического районирования.

234. Число форм собственных колебаний q , учитываемых в расчетах с использованием разложения решения по указанным формам, выбирается таким образом, чтобы выполнялись условия:

$$\omega_q \geq 3\omega_1 \quad (7.2)$$

$$\omega_q \geq 2\omega_c \quad (7.3)$$

где ω_q – частота последней учитываемой формы собственных колебаний;

ω_1 – минимальная частота собственных колебаний;

ω_c – частота, соответствующая пиковому значению на спектре действия расчетной акселерограммы.

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

235. Расчеты гидротехнических сооружений и их оснований на условные статические нагрузки (раздел 4. §2), должны производиться в соответствии с требованиями нормативных документов по проектированию гидротехнических сооружений отдельных видов. 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.

236. Напряженно-деформированное состояние подземных сооружений следует определять исходя из единого динамического расчета системы, включающей вмещающую подземное сооружение грунтовую среду и само сооружение.

В расчетах подземных сооружений типа гидротехнических туннелей следует учитывать сейсмическое давление грунтовых вод.

237. Динамические деформационные и прочностные характеристики материалов сооружений и грунтов оснований следует определять экспериментально.

В случаях отсутствия соответствующих экспериментальных данных в расчетах по разделу 2 допускается использовать корреляционные связи между величинами статического модуля общей деформации E_0 (или статического модуля упругости E_c) и динамического модуля упругости E_d . Допускается также использование статических прочностных характеристик материалов сооружения и грунтов основания с использованием при этом дополнительных коэффициентов условий работы, устанавливаемых нормами проектирования конкретных сооружений для учета влияния на эти характеристики кратковременных динамических воздействий.

Примечание. При наличии в основании или в теле гидротехнического сооружения водонасыщенных несвязных грунтов следует производить оценку их минимально допускаемой плотности по уровню динамической устойчивости структуры, а также возможного снижения сопротивления сдвигу вследствие разжижения этих грунтов при сейсмических воздействиях.

238. Для грунтовых сооружений допускаются остаточные деформации и повреждения (осадки, смещения, трещины и др.), не приводящие к опасным последствиям, при условии, что они могут быть устранены при ремонте сооружения после землетрясения. Предельные необратимые деформации следует назначать 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, меньшей расчетной на 1 балл. Для бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений предельные состояния устанавливаются согласно указаниям нормативных документов по проектированию гидротехнических сооружений соответствующих видов.

239. 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 предприятий, необходимо проверять на устойчивость.

240. Для гидротехнических сооружений I класса наряду с расчетом на сейсмические воздействия следует проводить экспериментальные, в том числе модельные, исследования; целесообразно проведение натурных исследований на частично построенных и действующих сооружениях для уточнения динамических характеристик сооружений и применяемых методов их расчета.

241. Для сооружений I и II класса в обязательном порядке следует предусматривать создание комплексной системы геодинамического мониторинга, включающей:

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

Конкретные составы и методы наблюдений и исследований определяются специализированной проектной или исследовательской организацией.

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

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

243. Проектирование зданий, крановых эстакад, опор линий электропередач и других объектов, входящих в состав гидроузлов, следует производить в соответствии с указаниями разделов 2-5. В случае размещения этих объектов на основных гидротехнических сооружениях или в контакте с ними в расчетах должно учитываться сейсмическое воздействие, заданное ускорением, передаваемым со стороны основного сооружения и определяемое в соответствии с указаниями п.п. 248 и 249 настоящих норм.

§.2. Расчетные сейсмические воздействия

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

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

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

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

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

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

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

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

246. В расчетах прочности гидротехнических сооружений с учетом сейсмических воздействий в случае контакта боковых граней сооружения с грунтом (в том числе - наносами) следует учитывать влияние сейсмических воздействий на величину бокового давления грунта.

Конкретные методы определения бокового давления грунта при учете сейсмического воздействия в расчетах прочности сооружений принимаются проектными организациями с учетом особенностей конструкции сооружения и условий их эксплуатации.

247. В расчетах прочности подпорных гидротехнических сооружений по одномерной (консольной) и двухмерной схемам следует учитывать горизонтальные сейсмические воздействия (по направлениям вдоль и поперек оси сооружения), в расчетах по пространственной схеме целесообразно учитывать также наклонные сейсмические воздействия, имеющие те же направления в плане и угол наклона к горизонтальной плоскости 30° .

В расчетах устойчивости гидротехнических сооружений следует учитывать наиболее опасное горизонтальное или наклонное, направленное под углом 30° к горизонтальной плоскости, сейсмическое воздействие. При этом значение модуля вектора сейсмического ускорения основания принимается равным A .

248. В общем случае расчета гидротехнических сооружений проекцию S_{ikj} на направление j сейсмической нагрузки S_{ik} при i -той форме колебаний, воздействующей на элемент весом Q_k отнесенный к точке k сооружения, следует определять по формуле:

$$S_{ikj} = K_1 K_2 Q_k A K_\psi \beta_i \eta_{ikj} \quad (7.4)$$

а коэффициент η_{ikj} — по формуле:

$$\eta_{ikj} = u_{ikj} \frac{\sum_k Q_k \sum_{j=1}^3 u_{ikj} \cos \left(\overset{\wedge}{\rightarrow} u_{ikj}, \overset{\wedge}{\rightarrow} u_0 \right)}{\sum_k Q_k \sum_{j=1}^3 u_{ikj}^2} \quad (7.5)$$

где u_{ikj} — проекции перемещений точек k по трем ($j = 1, 2, 3$) взаимно ортогональным направлениям;

$\cos \left(\overset{\wedge}{\rightarrow} u_{ikj}, \overset{\wedge}{\rightarrow} u_0 \right)$ — косинусы углов между направлениями вектора $\overset{\wedge}{\rightarrow} u_0$ сейсмического воздействия,

определяемыми согласно п. 247 и перемещений u_{ikj} ;

Q_k — вес элемента сооружения, отнесенный к точке k , при этом необходимо учитывать присоединенную массу воды в соответствии с указаниями п. 250.

Значения коэффициентов, входящих в формулу (7.4), следует принимать равными:

$K_1 = 0.25$;

K_2 — для подпорных сооружений всех типов высотой до 60м - 0.8, высотой свыше 100м - 1.0; в интервале между этими значениями высот – линейной интерполяцией; для остальных сооружений - 1.0;

K_ψ - для грунтовых сооружений при сейсмичности площадки строительства 7 и 8 баллов - 0.7, при сейсмичности площадки строительства 9 баллов - 0.65; - для бетонных и железобетонных подпорных сооружений при сейсмичности площадки 7 и 8 баллов - 1.0, при сейсмичности 9 баллов - 0.8;

β_i — по формулам (4.4), (4.5) или (4.6).

Во всех случаях произведения $K_\psi \beta_i$, следует принимать не менее 0.8.

Для подпорных гидротехнических сооружений I класса расчетное сейсмическое воздействие, характеризуемое вектором ускорения A , принимается на 20% больше.

249. В расчетах гидротехнических сооружений по одномерной схеме при горизонтальном и наклонном направлениях сейсмического воздействия горизонтальную сейсмическую нагрузку следует определять по формулам (4.1) и (4.2) при произведении $K_1 K_2 K_3 = 0.25$, причем в случае наклонного сейсмического воздействия величину A при определении горизонтальной составляющей сейсмической нагрузки в формуле

(4.2) следует умножать на 0.87, а при определении вертикальной составляющей — на 0.5 и принимать значение $\beta_i \eta_{ik} = 1$.

250. Вес погруженного в воду элемента Q_k сооружения следует определять без учета взвешивающего действия воды. Массу воды в порах и полостях этого элемента следует учитывать как дополнительный вес. При учете инерционного влияния воды к величине Q_k следует прибавлять вес присоединенной массы воды, равный $m_w g$, где:

m_w — присоединенная масса воды, определяемая в соответствии с указаниями п.п. 260-261;

g — ускорение свободного падения.

251. При расчетах гидротехнических тоннелей и других подземных сооружений следует учитывать раздельно 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:

$$S_k = AK_1 Q_k K_h \quad (7.6)$$

и от веса Q_r соответствующего породного свода, определяемые по формуле:

$$S_r = AK_1 Q_r K_h \quad (7.7)$$

где: K_h — коэффициент, зависящий от глубины h заложения сооружения. При глубине заложения до 100м величина K_h , изменяется линейно от 1 до 0.5, а при глубине заложения больше 100м величину K_h , следует принимать равной 0.5.

Сейсмическую нагрузку на скальные массивы, образующие береговые склоны, следует определять по формуле (7.7) при $K_h = 1$.

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

253. Расчет на сейсмические воздействия гидротехнических тоннелей следует производить в соответствии с указаниями п. 251 с учетом гидродинамического давления, определяемого в соответствии с п. 263.

254. 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:

$$\left. \begin{aligned} q_c &= \rho_c g H \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \varepsilon)}{\cos \theta \cos(\theta + \delta + \varepsilon) (1 + \sqrt{z})^2} \\ q_c^* &= \rho_c g H \frac{\cos^2(\varphi + \theta - \varepsilon)}{\cos \theta \cos(\theta - \delta - \varepsilon) (1 - \sqrt{z^*})^2} \end{aligned} \right\} \quad (7.8)$$

где:

$$z = \frac{\sin(\varphi - \alpha - \varepsilon) \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\theta - \alpha) \cos(\theta + \delta + \varepsilon)};$$

$$z^* = \frac{\sin(\varphi + \alpha - \varepsilon) \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\theta - \alpha) \cos(\theta - \delta - \varepsilon)}.$$

При горизонтальном направлении сейсмического воздействия:

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

при наклонном направлении сейсмического воздействия:

$$\rho_c g = \rho g \frac{1 - 0.5AK_1}{\cos \varepsilon}, \quad \operatorname{tg} \varepsilon = \frac{0.87AK_1}{1 - 0.5AK_1},$$

где: ρ — плотность грунта;

H — глубина рассматриваемой точки грани стены ниже поверхности грунта;

θ — угол наклона грани стены к вертикали;

α — угол наклона поверхности грунта к горизонту;

φ — угол внутреннего трения грунта;

δ — угол трения грунта по стене;

$\varepsilon = \operatorname{artg} AK_1$ - угол отклонения от вертикали равнодействующей плотности грунта ρ и сейсмической силы $\rho g AK_1$;

g — ускорение свободного падения.

В случае определения активного q_c и пассивного q_c^* давления водонасыщенного грунта на подпорные стены в формулы следует вводить вес взвешенного грунта $(\rho - \rho_w)g$, сейсмическую силу $\rho_{sat} g AK_1$ следует определять по плотности водонасыщенного грунта ρ_{sat} ; при этом угол отклонения равнодействующей равен:

$$\varepsilon = \operatorname{arctg} \frac{\rho_{\text{sat}} g}{(\rho - \rho_w) g} AK_1,$$

где ρ_w — плотность воды.

Давление насыщающей грунт воды на стену следует определять так же, как в статическом расчете.

В случае расположения грунта под водой следует учитывать сейсмическое давление воды на его поверхность, равное сейсмическому давлению воды на стену на той же глубине. При углах α менее 10° допускается приближенно принимать $(\rho - \rho_w)gH + p$ вместо $(\rho - \rho_w)gH$, где p — давление воды на поверхность грунта.

Примечание. При определении активного давления $p > 0$, а при определении пассивного давления $p < 0$.

255. Для сооружений, расчет которых производится по одномерной (консольной) схеме, следует учитывать не менее трех форм собственных 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.

256. Для определения сейсмических нагрузок при обосновании строительства гидротехнических сооружений I и II классов и при проектировании сооружений III и IV классов допускается учет только низшего тона колебаний и приближенной формы деформации сооружений, отвечающей этому тону.

Сейсмическую нагрузку на сооружения, расчет которых производится по одномерной (консольной) схеме, следует определять по формулам (4.1) и (4.2), при этом произведение $K_1 K_2 K_3 = 0.25$, а коэффициенты η_{ik} допускается вычислять по формуле (4.7).

257. В расчетах устойчивости сооружений инерционные нагрузки на сдвигаемую часть нескального основания следует определять при ускорениях основания, равных AK_1 .

258. 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 расчетах сейсмических нагрузок на сооружения по двумерным и трехмерным схемам для проверки устойчивости откосов допускается использовать расчетные ускорения a_{pkj} в точках k сооружения, определяемые по формуле:

$$a_{pkj} = AK_1 K_2 \sqrt{\sum_{i=1}^n [K_\psi \beta_i \eta_{ikj}]^2} \quad (7.9)$$

259. В расчетах гидротехнических сооружений на сейсмическое воздействие при определении периодов собственных колебаний и сейсмических нагрузок следует учитывать инерционное влияние воды.

260. Горизонтальную присоединенную массу воды m_w для гидротехнических сооружений (кроме перечисленных в п. 261), приходящуюся на единицу площади их поверхности, следует определять по формуле:

$$m_w = \rho_w h \mu \psi \quad (7.10)$$

где: ρ_w - плотность воды;

h - глубина воды у сооружения;

μ - безразмерный коэффициент присоединенной массы воды, определяемый по табл. 12 Приложения 4;

ψ - безразмерный коэффициент, учитывающий ограниченность длины водоема и принимаемый для $l/h \geq 3$ равным 1, а для $l/h < 3$ - по табл. 13 Приложения 4;

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

Примечания:

1. Для предварительного выбора характера колебаний сооружения по табл. 12 Приложения 4 следует учитывать для бетонных и железобетонных плотин на нескальном основании колебания вращения и сдвига сооружения как жесткого тела, на скальном основании - деформации изгиба и сдвига, а для плотин из грунтовых материалов - деформации сдвига. В качестве расчетного следует принимать характер колебаний, приводящих к получению максимального значения присоединенной массы воды.

2. Если вода находится с двух сторон сооружения, присоединенную массу следует принимать равной сумме присоединенных масс воды, определяемых для каждой из сторон сооружения.

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

$$m_w = \rho_w d^2 \mu \quad (7.11)$$

где: d — диаметр круглого или размер стороны квадратного поперечного сечения сооружения, м;

μ — коэффициент, определяемый по табл. 12 Приложения 4.

Примечание. Присоединенную массу воды m_w на единицу длины сваи при поперечных ее колебаниях допускается принимать равной массе воды, эквивалентной объему единицы длины сваи.

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

$$\left. \begin{aligned} p &= AK_1 \rho_w g h D \psi; \\ P &= AK_1 \rho_w g h^2 \Omega \psi; \\ h_0 &= h \chi, \end{aligned} \right\} \quad (7.12)$$

- для отдельно стоящих сооружений, перечисленных в п. 261:

$$\left. \begin{aligned} p_0 &= AK_1 \rho_w g d^2 D; \\ P_0 &= AK_1 \rho_w g d^2 \Omega h; \\ h_0 &= h \chi, \end{aligned} \right\} \quad (7.13)$$

где: p — ординаты эпюры гидродинамического давления, отнесенного к единице площади поверхности сооружения;

p_0 - то же, отнесенного к единице высоты отдельно стоящего сооружения;

P - суммарное гидродинамическое давление на единицу длины сооружения;

P_0 - то же, на отдельно стоящее сооружение;

h_0 - глубина погружения точки приложения равнодействующей гидродинамического давления;

D, Ω, χ - коэффициенты, определяемые по табл. 12 Приложения 4.

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

263.В напорных водоводах гидродинамическое давление p_{max} следует определять по формуле:

$$p_{max} = \frac{AK_1}{2\pi} \rho_w g C_w T_o \quad (7.14)$$

где: C_w — скорость звука в воде, равная 1300м/с;

T_o — преобладающий период сейсмических колебаний грунта, величина которого принимается равной 0.5с.

264.При расчете гидротехнических сооружений на вертикальную составляющую сейсмического воздействия следует учитывать дополнительное сейсмическое давление воды p_{add} (ординаты давления) на наклонные грани сооружений, определяемое по формуле:

$$p_{add} = 0.5 \rho_w g z AK_1 \sin \theta, \quad (7.15)$$

где: z — расстояние от рассматриваемого сечения до водной поверхности;

θ — угол наклона напорной грани к вертикали.

265.Высоту гравитационной волны, в м, возникающей в водохранилище в случае образования в нем сейсмоструктурных деформаций при землетрясениях интенсивностью $J = 6-9$ баллов, учитываемую при назначении превышения гребня плотины над расчетным горизонтом воды, следует определять по формуле:

$$\Delta h = 0.4 + 0.76 (J - 6) \quad (7.16)$$

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

§3. Размещение гидротехнических сооружений и конструктивные мероприятия

267.Подпорные гидротехнические сооружения следует располагать на участках, удаленных от тектонических разломов, по которым могут возникнуть относительные подвижки скальных массивов, образующих основание сооружения.

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

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

268.Строительство водоподпорных и других сооружений, входящих в состав напорного фронта, на оползнеопасных участках допускается только при осуществлении мероприятий, исключающих образование оползневых деформаций в основании сооружения и береговых склонах в створе сооружения.

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

270.При наличии в основании сооружений слоя слабых грунтов (илов, мягкопластичных глин и др.) следует удалять эти грунты либо предусматривать специальные меры к их уплотнению или закреплению.

Использование таких грунтов в качестве оснований гидротехнических сооружений без проведения специальных мероприятий по их уплотнению или закреплению не допускается.

При строительстве гидротехнических сооружений на скальных грунтах следует обращать особое внимание на тщательность выполнения мероприятий по укреплению грунта и улучшению контакта сооружений с основанием.

271. При наличии в основании или теле сооружения водонасыщенных несвязных грунтов следует производить оценку возможности их разжижения при сейсмическом воздействии. При возможности разжижения грунтов в теле сооружения или в основании следует предусматривать искусственное уплотнение или укрепление грунтов.

272. В качестве водоупорных элементов плотин из местных материалов следует применять пластичные или полужесткие ядра. При этом особое внимание следует уделять обеспечению надежности сопряжения противofильтрационных элементов с основанием и береговыми склонами.

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

274. Верховые водонасыщенные призмы плотин следует проектировать из крупнозернистых грунтовых материалов (каменная наброска, гравелистые и галечниковые грунты и др.), не способных к разжижению при сейсмических воздействиях. При отсутствии таких материалов в тело верховой призмы целесообразно введение горизонтальных слоев из крупнообломочных сильнодренирующих материалов.

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

275. 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, устройство дополнительных дренирующих слоев и т.д.

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

1. Уширение поперечного профиля плотины;
2. Облегчение верхней части сооружений за счет применения оголовков минимального веса, устройства верхней части сооружения в виде стенки, контрфорсной или рамной конструкции, выполнения полостей в пригребневой зоне сооружения и т. д.;
3. Заглубление подошвы сооружения до скальных пород;
4. Укрепление основания, сложенного нескальными грунтами, путем инъектирования этих грунтов;
5. Обжатие бетона у верховой грани бетонных плотин с помощью напрягаемых анкеров;
6. Защита напорной грани плотины из грунтовых материалов водонепроницаемым экраном;
7. Использование для массивных гравитационных плотин клиновой («токтогульской») разрезки сооружения на секции;
8. Применение пространственно работающих массивных гравитационных плотин;
9. Устройство периметрального шва для арочных плотин;
10. Использование сдвоенных контрфорсов, либо размещение распорных балок между контрфорсами для контрфорсной плотины;
11. Создание перед бетонной плотинной стационарной воздушной подушки, снижающей интенсивность гидродинамического давления на колеблющееся сооружение;
12. Устройство антисейсмических поясов;
13. Использование «армированного грунта» для возведения земляных плотин.

277. Для повышения сейсмостойкости эксплуатируемых плотин, имеющих дефицит сейсмостойкости, следует рассматривать мероприятия «1, 2, 5, 10, 11» из перечня, приведенного в п.276, а также инъекцию упорных призм грунтовых плотин цементными или иными растворами.

278. 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 сооружений без нарушений водонепроницаемости напорного фронта.

279. Причалные сооружения следует, как правило, возводить в виде конструкций, не подверженных одностороннему давлению грунта. При невозможности выполнения этого условия следует применять заанкеренные стальные шпунтовые стенки при нескальных основаниях и стенки из массивов-гигантов при скальных основаниях.

8. ВОССТАНОВЛЕНИЕ, УСИЛЕНИЕ И РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ^{*)}

280. Требования настоящего раздела распространяются на здания и сооружения:

- получившие повреждения во время землетрясения;
- возведенные без соответствующих антисейсмических мероприятий или при их недостаточности, а также в случаях изменения расчетной сейсмичности территории;
- реконструируемые объекты.

281. Реконструкция здания или сооружения производится:

- для переустройства с целью частичного или полного изменения объемно – планировочного решения и (или) функционального назначения;
- для повышения сейсмостойкости или приведения в соответствие с требованиями действующих норм;
- при повышении эксплуатационных нагрузок на несущие элементы здания или сооружения;
- при истечении нормативного срока эксплуатации.

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

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

284. Реконструкция несущих конструкций может иметь следующие уровни:

- восстановление состояния конструкций до уровня, предшествующего повреждению;
- повышение сейсмостойкости до уровня выше первоначального;
- усиление несущих конструкций до уровня, соответствующего требованиям действующих строительных норм.

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

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

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

287. Проект повышения сейсмостойкости зданий и сооружений следует разрабатывать на основе проектной документации и материалов детального натурного обследования грунтового основания и конструктивных элементов здания.

В проекте следует использовать, как правило, следующие технические мероприятия:

- изменение объемно–планировочных решений путем разделения зданий сложных конструктивных схем на отсеки простой формы антисейсмическими швами, разборки верхних этажей здания, устройства дополнительных элементов жесткости для обеспечения симметричного расположения жесткостей в пределах отсека и уменьшения расстояния между ними;
- усиление стен, рам, вертикальных связей для обеспечения восприятия усилий от статических и от расчетных сейсмических воздействий;
- увеличение жесткости дисков перекрытия и надежности соединения их элементов, устройство или усиление антисейсмических поясов;
- обеспечение надежных связей между стенами различных направлений, между стенами и перекрытиями;
- усиление элементов соединения сборных конструкций стен;
- усиление конструктивной схемы здания, в том числе путем введения системы дополнительных конструктивных элементов;
- уменьшение сейсмических нагрузок, в том числе путем снижения массы здания;
- использование гасителей колебаний, сейсмоизоляции и других методов регулирования сейсмической реакции;
- изменение функционального назначения (снижение уровня ответственности).

При восстановлении несущей способности железобетонных конструкций с трещинами до уровня 0,7-0,9 от первоначальной величины допускается применение инъектирования цементных растворов.

^{*)} далее – реконструкция зданий и сооружений

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

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

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

290. При оценке несущей способности сохраняемых конструкций следует учитывать:

- пространственную работу;
- действительную работу узлов сопряжения элементов, в том числе каркаса и стенового заполнения;
- перераспределение усилий за счет развития пластических деформаций, в том числе трещинообразования;
- соответствие конструктивной и расчетной схем;
- совместную работу элементов каркаса и перекрытия;
- податливость грунтового основания.

Обобщение наиболее распространенных способов реконструкции приведено в таблице 15.

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

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

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

ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Антисейсмический пояс - железобетонная (деревянная) обвязка по каменным (из глиноматериалов, деревянным) стенам, объединяющая их в пространственную конструкцию, способствующую совместной работе стен и перекрытий (покрытий) при сейсмическом воздействии.

Башня - свободно стоящая высотная пространственная конструкция.

Восстановление - проведение ремонтно-восстановительных работ, в результате которых несущая способность конструкций (здания) восстанавливается до уровня, предшествующего появлению повреждений.

Грунтобетон – сырцовая глина с добавлением извести, цемента, эмульсий и других вяжущих материалов.

Диафрагма жесткости (вертикальная) - стена (система связей), запроектированная по результатам соответствующих расчетов и способная сопротивляться горизонтальным сейсмическим нагрузкам, действующим на нее в системе здания.

Землетрясение - сотрясение земной поверхности, вызванное внутриземными процессами.

Магнитуда землетрясения - величина, характеризующая энергию, выделившуюся при землетрясении в виде сейсмических волн.

Конструктивная система здания - совокупность взаимосвязанных конструкций здания, обеспечивающих его прочность, жесткость и устойчивость.

Конструктивные системы каркасные - системы, основными вертикальными несущими конструкциями которых являются колонны каркаса, на которые передается нагрузка от перекрытий непосредственно (безригельный каркас) или через ригели (ригельный каркас). Прочность, устойчивость и пространственная жесткость каркасных зданий обеспечивается совместной работой перекрытий и вертикальных конструкций. В зависимости от типа вертикальных конструкций, используемых для обеспечения прочности, устойчивости и жесткости конструктивных систем, различают рамные, связевые и рамно-связевые системы:

Каркас рамный - пространственная система колонн и ригелей со всеми или некоторыми жесткими (способными воспринять изгибающие моменты) узлами соединений, воспринимающая всю совокупность вертикальных и горизонтальных нагрузок;

Каркас рамно-связевой - пространственная система в виде рамного каркаса и вертикальных диафрагм жесткости, в которой вертикальные нагрузки, главным образом, воспринимает и передает основанию рамный каркас, а горизонтальные нагрузки воспринимают совместно вертикальные диафрагмы жесткости и рамный каркас;

Каркас связевой - пространственная система в виде безригельного каркаса или ригельного каркаса с нежесткими или жесткими узлами соединений ригелей с колоннами и вертикальных связей или диафрагм жесткости, в которой вертикальные нагрузки, главным образом, воспринимают и передают основанию колонны каркаса, а горизонтальные нагрузки - диафрагмы жесткости. Каркас в восприятии горизонтальных нагрузок практически не участвует (кроме колонн, объединенных с вертикальными диафрагмами жесткости);

Каркас с ядрами жесткости (каркасно-стволовая система) - связевая, рамно-связевая или каркасно-стенная конструктивная система, в которой каркас выполняется в виде обстройки ствола или ядер жесткости (вертикальных пространственных элементов жесткости замкнутой формы в плане).

Конструктивная система каркасно-стенная - пространственная связевая система в виде каркаса (безригельного или ригельного) и несущих стен, в которую большую часть вертикальных нагрузок (не менее 60%) и горизонтальные нагрузки воспринимают и передают основанию несущие стены. Каркас в восприятии горизонтальных нагрузок практически не участвует (кроме колонн, объединенных с вертикальными диафрагмами жесткости).

Конструктивные системы стеновые - пространственные конструктивные системы из несущих стен, объединенных для совместной работы горизонтальными дисками перекрытий, воспринимающих всю совокупность горизонтальных и вертикальных нагрузок. В зависимости от схемы расположения несущих стен в плане здания и характера опирания на них перекрытий различают перекрестно-стеновые, поперечно-стеновые и продольно-стеновые конструктивные системы:

Перекрестно-стеновая - пространственная конструктивная система с поперечными и продольными несущими стенами, на которые перекрытия опираются по контуру или по трем сторонам;

Поперечно-стеновая - конструктивная система, в которой вертикальные нагрузки от перекрытий передаются в основном на поперечные несущие стены, а плиты перекрытий работают преимущественно по балочной схеме. Горизонтальные нагрузки, действующие в направлении поперечных стен, воспринимаются этими стенами. Горизонтальные нагрузки, действующие перпендикулярно поперечным стенам, воспринимаются продольными диафрагмами жесткости, которыми могут служить продольные стены лестничных клеток, отдельные участки продольных наружных и внутренних стен;

Продольно-стеновая - конструктивная система, в которой вертикальные нагрузки от перекрытий передаются в основном на продольные несущие стены, а плиты перекрытий работают преимущественно по балочной схеме. Горизонтальные нагрузки, действующие в направлениях продольных стен, воспринимаются этими стенами. Горизонтальные нагрузки, действующие перпендикулярно продольным стенам, воспринимаются поперечными диафрагмами жесткости, которыми могут служить поперечные стены лестничных клеток, отдельные участки поперечных наружных и внутренних стен.

Коэффициент надежности по нагрузке - учитывает возможный разброс нагрузок и воздействий.

Коэффициент сейсмичности - количественный показатель интенсивности расчетного сейсмического воздействия, равный отношению расчетного ускорения основания A_0 в рассматриваемом направлении к ускорению силы свободного падения g ($g = 981 \text{ см/с}^2$). Величины коэффициентов сейсмичности, приведенные в настоящих нормах, характеризуют максимальные значения компонентов расчетных сейсмических воздействий.

Коэффициент сочетаний - учитывает вероятность одновременного достижения несколькими видами нагрузок их расчетных значений в определенный момент времени.

Коэффициент условий работы - учитывает возможные отклонения принятой расчетной модели от реальных условий работы элементов конструкций, а также изменения свойств материалов под влиянием среды (коррозия, биологические воздействия и др.), не учитываемые непосредственно в расчетах.

Кратковременные нагрузки и воздействия - нагрузки, длительность действия которых в расчетных значениях существенно меньше срока эксплуатации объекта.

Мачта – высотное сооружение, состоящее из ствола, поддерживаемого оттяжками.

Многоэтажные здания - в настоящих нормах под многоэтажными зданиями условно понимаются здания высотой более трех этажей.

Модальная (или приведенная) масса - масса конструктивной системы при ее собственных колебаниях по i -ой форме (моде). Сумма модальных масс по каждому из направлений равна общей массе конструктивной системы.

Объект экспериментального строительства - строительный объект, содержащий новые конструктивные или технологические решения и возводимый в опытно-промышленном порядке с целью проверки эффективности новых решений.

Период колебаний - интервал времени, за который колеблющаяся система совершает один цикл перемещения, заканчивающийся ее возвращением в исходное состояние.

Расчетная схема - идеализированная конструктивная схема объекта, используемая в расчетах.

Расчетные значения нагрузок - значения, получаемые путем умножения нормативного значения на соответствующий коэффициент надежности по нагрузке.

Реконструкция - проведение работ, выполняемых с целью изменения основных технико-экономических показателей здания (увеличение эксплуатируемого объема или площади, вместимости, пропускной способности) или изменения его функционального назначения. Реконструкция здания, при необходимости, сопровождается мероприятиями по усилению или восстановлению конструкций.

Сейсмическое воздействие - тип динамического воздействия, возникающего в конструкциях зданий и сооружений в связи с движением основания объекта во время землетрясений.

Сейсмичность площадки строительства - максимальная интенсивность сейсмических воздействий (в баллах) на площадке строительства, прогнозируемая с учетом ее инженерно-геологического строения.

Сейсмичность района строительства - максимальная интенсивность сейсмических воздействий (в баллах) прогнозируемая (с заданной вероятностью не превышения) в данном районе для участков со средними грунтовыми условиями.

Сейсмостойкость зданий и сооружений - способность зданий и сооружений переносить сейсмические воздействия, сохраняя свои эксплуатационные качества в пределах, предусмотренных положениями действующих норм.

Специализированные научно-исследовательские организации - организации, сферой деятельности которых являются научно-исследовательские работы в области сейсмостойкого строительства, сейсмологии и микросейсморайонирования, располагающие оборудованием, необходимым для проведения соответствующих теоретических и экспериментальных работ.

Специализированные проектные организации - организации, сферой деятельности которых являются проектные, а также научно-исследовательские работы в области сейсмостойкого строительства.

Специальные системы сейсμοзащиты - включающиеся и выключающиеся связи, динамические гасители колебаний, энергопоглотители, системы сейсмоизоляции.

Технические условия - документ, устанавливающий технические требования, которым должно соответствовать здание или сооружение.

Примечания:

1. Технические условия разрабатывают в составе технической документации и применяют в качестве документа, дополняющего настоящие нормы.

2. Технические условия на проектирование объектов, указанных в примечании 3 к пункту 3 настоящих норм, утверждаются заказчиком по согласованию с государственным органом по делам строительства и архитектуры.

3. Технические условия, в случае необходимости, должны содержать:

- уточненные сведения об инженерно-геологических условиях и сейсмичности площадки строительства;
- обоснование конструктивных и расчетных мероприятий, компенсирующих отступление от обязательных положений настоящих норм;
- программу экспериментальной проверки сейсмостойкости объекта.

Усиление - проведение мероприятий, в результате которых повышается первоначальная несущая способность конструкций (здания).

Этаж цокольный - этаж при отметке пола помещений ниже планировочной отметки земли на высоту не более половины высоты помещений.

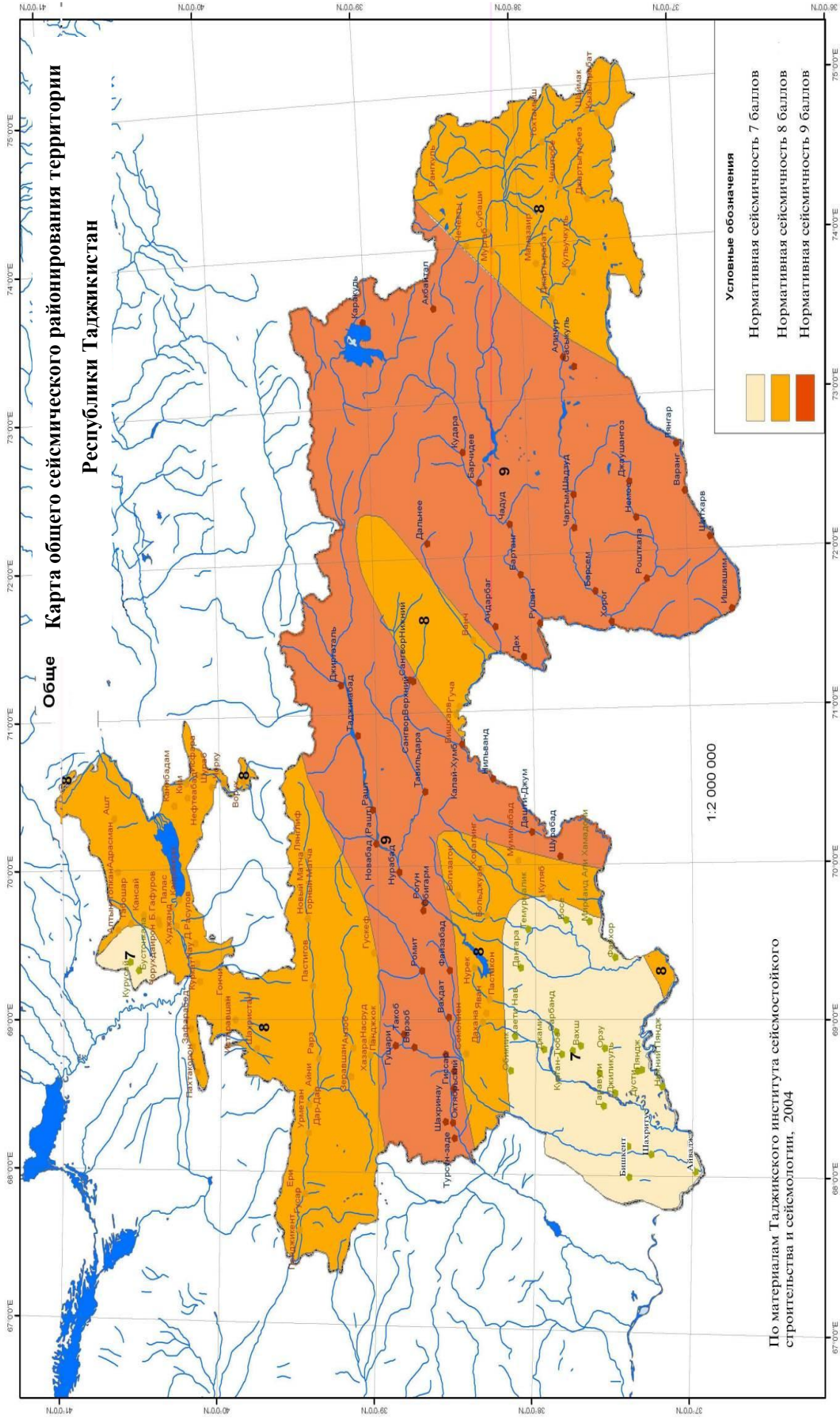
**СЕЙСМИЧНОСТЬ НАСЕЛЕННЫХ ПУНКТОВ РЕСПУБЛИКИ ТАДЖИКИСТАН В БАЛЛАХ
MSK-64 ДЛЯ СРЕДНИХ ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ**

№	Населенный пункт	Область	Сейсмичность, балл	Сейсмомикрорайонирование
1	2	3	4	5
1	А. Джами	Хатлонская	7	
2	Адрасман	Согдийская	8	
3	Айвадж	Хатлонская	7	
4	Айни	Согдийская	8	
5	Зарнисор (Алтын-Топкан)	Согдийская	8	
6	Анзоб	Согдийская	8	
7	Ашт	Согдийская	8	
8	Бальджуван	Хатлонская	8	
9	Б. Гафуров	Согдийская	8	
10	Бешкент (Носири Хисрав)	Хатлонская	7	
11	Богизогон	Хатлонская	8	
12	Бустонкала	Хатлонская	7	
13	Варзоб	РРП	9*)	
14	Вахдат	РРП	9	Схема микрорайонирования
15	Вахш	Хатлонская	7	
16	Ворух	Согдийская	8	
17	Восе	Хатлонская	7	
18	Хазора	РРП	8	
19	20-летие Независимости РТ (Гаравути)	Хатлонская	7	
20	Гиссар	РРП	9	Схема микрорайонирования
21	Деваштич (Гончи)	Согдийская	8	
22	Горный Матча	Согдийская	8	
23	Гусар	Согдийская	8	
24	Гускеф	РРП	8	
25	Гушари	РРП	9*)	
26	Дангара	Хатлонская	7	Схема микрорайонирования
27	Обигарм	РРП	9	Схема микрорайонирования
28	Дар-Дар	Согдийская	8	
29	Дахана	Хатлонская	8	
30	Дашти-Джум	Хатлонская	9*)	
31	Дусти (Джиликуль)	Хатлонская	7	
32	Лахш (Джиргаталь)	РРП	9*)	
33	Дж. Расулов	Согдийская	8	
34	Джайхун (Дусти, Кумсангир)	Хатлонская	7	
35	Душанбе		9	Схема микрорайонирования
36	Ёри	Согдийская	8	
37	Зафаробод	Согдийская	8	
38	Зеравшан	Согдийская	8	
39	Истаравшан	Согдийская	8	Схема микрорайонирования
40	Исфара	Согдийская	8	Схема микрорайонирования
41	Гулистон (Кайраккум)	Согдийская	8	Схема микрорайонирования
42	Канибадам	Согдийская	8	Схема микрорайонирования
43	Кансай	Согдийская	8	
44	Нурафшон (Ким)	Согдийская	8	
45	Дж. Балхи (Руми, Колхозабод)	Хатлонская	7	Схема микрорайонирования
46	Куляб	Хатлонская	8	Схема микрорайонирования
47	Курган-Тюбе	Хатлонская	7	Схема микрорайонирования
48	Куркат	Согдийская	8	
49	Куруксай	Согдийская	7	

1	2	3	4	5
50	Лянглиф	Согдийская	8	
51	Мехнатабад	Согдийская	8	
52	Хамадони	Хатлонская	7	Схема микрорайонирования
53	Муминабад	Хатлонская	8	
54	Кубодиён (Носири Хисрав)	Хатлонская	7	
55	Насруд	РРП	8	
56	Спитамен (Нау)	Согдийская	8	
57	Нефтеабд	Согдийская	8	
58	Нижний Пяндж	Хатлонская	7	
59	Новабд (Раштский р-н)	РРП	9*)	
60	Новабд (г. Душанбе)	РРП	9	
61	Матча	Согдийская	8	
62	Нурабад	РРП	9*)	
63	Рогун	РРП	9	Схема микрорайонирования
64	Нурек	Хатлонская	8	Схема микрорайонирования
65	Обикиик	Хатлонская	7	
66	Исмоил Сомони (Октябрьск)	Хатлонская	7	
67	им.М Турсунзаде (Октябрьский)	РРП	9	
68	Орзу	Хатлонская	7	
69	Палас	Согдийская	8	
70	Панджхок	РРП	8	
71	Фархор	Хатлонская	7	
72	Пастакон	Хатлонская	8	
73	Пастигов	Согдийская	8	
74	Пахтакорон	Согдийская	8	
75	Пенджикент	Согдийская	8	
76	Пяндж	Хатлонская	7	
77	Рарз	Согдийская	8	
78	Рашт	РРП	9*)	
79	Ромит	РРП	9*)	
80	Сангвор (верхний)	РРП	9	
81	Сангвор (нижний)	РРП	9*)	
82	Сарбанд (Леваканд)	Хатлонская	7	
83	Сомониен	РРП	8	Схема микрорайонирования
84	Истиклол (Табошар)	Согдийская	8	
85	Сангвор (Тавиль-Дара)	РРП	9*)	
86	Таджикабад	РРП	9*)	
87	Такоб	РРП	9*)	
88	Темурмалик	Хатлонская	7	
89	Турсун-заде	РРП	9	Схема микрорайонирования
90	Урметан	Согдийская	8	
91	Файзабад	РРП	9	
92	Хаети Нав	Хатлонская	7	
93	Ховалинг	Хатлонская	8	
94	Худжанд	Согдийская	8	Схема микрорайонирования
95	Чоркух	Согдийская	8	
96	Чорух-Дайрон	Согдийская	8	
97	Шаартуз	Хатлонская	7	
98	Шахринау	РРП	9	
99	Шахристан	Согдийская	8	
100	Шураб	Согдийская	8	
101	Шамсиддин Шохин (Шурабад)	Хатлонская	9	
102	Яван	Хатлонская	8	Схема микрорайонирования
Горно-Бадахшанская автономная область				
1	2	3	4	5
103	Акбайтал	ГБАО	9*)	
104	Аличур	ГБАО	9	

1	2	3	4	5
105	Андарбаг	ГБАО	9*)	
106	Барсем	ГБАО	9	
107	Бартанг	ГБАО	9*)	
108	Барчидев	ГБАО	9*)	
109	Ванч	ГБАО	8	
110	Варанг	ГБАО	9	
111	Вишхарв	ГБАО	8	
112	Гуча	ГБАО	8	
113	Дальнее	ГБАО	9	
114	Дех	ГБАО	9*)	
115	Джавшангоз	ГБАО	9	
116	Джартыгумбез	ГБАО	8	
117	Джартырабат	ГБАО	8	
118	Ишкашим	ГБАО	9*)	
119	Калаи-Хумб	ГБАО	9	
120	Каракуль	ГБАО	9	
121	Кудара	ГБАО	9*)	
122	Кульучкуль	ГБАО	8	
123	Кызылрабат	ГБАО	8	
124	Лянгар	ГБАО	9	
125	Мамазаир	ГБАО	8	
126	Мургаб	ГБАО	8	
127	Немос	ГБАО	9	
128	Нульванд	ГБАО	9*)	
129	Ранкуль	ГБАО	8	
130	Рушан	ГБАО	9*)	
131	Рошткала	ГБАО	9	
132	Сасыккуль	ГБАО	9	
133	Субаши	ГБАО	8	
134	Тохтамыш	ГБАО	8	
135	Хорог	ГБАО	9*)	Схема микрорайонирования
136	Чадуд	ГБАО	9*)	
137	Чартым	ГБАО	9	
138	Чештюбе	ГБАО	8	
139	Чечекты	ГБАО	8	
140	Шадзуд	ГБАО	9	
141	Шаймак	ГБАО	8	
142	Шитхарв	ГБАО	9	

Примечание. Пункты с сейсмичностью 9 баллов, находящиеся в зонах возможного возникновения очагов землетрясений с магнитудами 7.1 и более, отмечены знаком *) у цифры. Землетрясения с такими магнитудами могут вызвать на поверхности земли остаточные деформации, разрушения типа обвалов, оползней, селей, а также сейсмические воздействия интенсивностью свыше 9 баллов.



Составлена: Бабаевым А.М., Кошлаковым Г.В., Мирзоевым К.М. в 1978 г.
под редакцией академика Негматуллаева С.Х. 2004 г.

ТАБЛИЦЫ

Таблица 1

Категория грунтов по сейсмическим свойствам	Грунты	Сейсмичность площадки строительства при сейсмичности района, баллы		
		7	8	9
I	Скальные грунты всех видов, невыветрелые и слабыветрелые; крупнообломочные грунты плотные маловлажные из магматических пород, содержащие до 30% песчано-глинистого заполнителя. Скорость распространения поперечных волн $V_s \geq 700$ м/с.	6	7	8
II	Скальные грунты выветрелые и сильновыветрелые; крупнообломочные грунты, за исключением отнесенных к I категории; пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности маловлажные и влажные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности маловлажные; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L \leq 0.5$ при коэффициенте пористости $e < 0.9$ - для глин и суглинков, и $e < 0.7$ - для супесей. Скорость распространения поперечных волн V_s от 250 до 700 м/с.	7	8	9
III	Пески рыхлые независимо от влажности и крупности; пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности водонасыщенные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности влажные и водонасыщенные; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L > 0.5$; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L \leq 0.5$ при коэффициенте пористости $e \geq 0.9$ - для глин и суглинков, и $e \geq 0.7$ - для супесей. Скорость распространения поперечных волн V_s от 150 до 250 м/с.	8	9	>9
IV	Пески рыхлые водонасыщенные, склонные к разжижению; насыпные и почвенные грунты; пльвуны, биогенные грунты и илы. Скорость распространения поперечных волн V_s от 60 до 150 м/с.	По результатам специальных исследований		

Примечания:

1. В случае неоднородного состава грунты площадки строительства относятся к более неблагоприятной категории грунта по сейсмическим свойствам, если в пределах 10-метрового слоя грунта, считая от планировочной отметки в случае выемки и черной отметки в случае насыпи, слой, относящийся к этой категории, имеет суммарную толщину более 5м.
2. При прогнозировании подъема уровня грунтовых вод и обводнения грунтов (в том числе просадочных) в процессе эксплуатации здания и сооружения категорию грунта следует определять в зависимости от свойств грунта (влажности, консистенции) в замоченном состоянии (за исключением локального аварийного замачивания, влияние которого при уточнении сейсмичности площадки не учитывается).
3. При отсутствии данных о консистенции или влажности глинистые и песчаные грунты при положении уровня грунтовых вод выше 5м относятся к III категории по сейсмическим свойствам.
4. Указанные в таблице значения V_s представляют собой средние значения скоростей распространения поперечных волн в однослойных или многослойных поверхностных толщах грунта мощностью 30м.
5. При определении сейсмичности площадок строительства транспортных и гидротехнических сооружений следует учитывать дополнительные требования, изложенные в разделах 6 и 7.

Таблица 2

Виды нагрузок	Значение коэффициента сочетаний n_c
Постоянные для стальных конструкций	0.9 0.95
Временные длительные	0.8
Кратковременные (на перекрытия и покрытия)	0.5

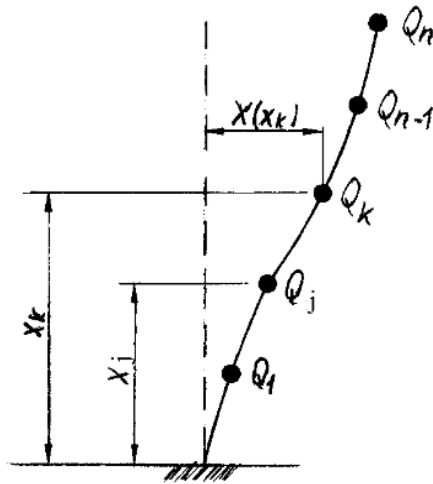


Рис. 4.1

Таблица 3

№ п/п	Здания и сооружения	Значение коэффициента K_I
1	Сооружения, повреждения в которых способны вызвать опасные последствия для населения и окружающей среды; здания и сооружения, в конструкциях которых остаточные деформации и локальные повреждения (осадки, трещины и др.) не допускаются*	1.0
2	Здания и сооружения, эксплуатация которых связана с длительным скоплением большого количества людей (аэропорты, большие железнодорожные вокзалы и автовокзалы, крытые стадионы, концертные залы и другие зрелищные сооружения); здания музеев, картинных галерей, памятники, представляющие большую художественную и историческую ценность*	0.4
3	Здания и сооружения, функционирование которых необходимо при ликвидации последствий землетрясений и других стихийных и техногенных бедствий и для защиты населения (системы энерго-, газо- и водоснабжения, пожарные депо, системы пожаротушения, сооружения связи, здания органов национальной безопасности и внутренних дел, госуправления, казармы, здания и сооружения органов по ликвидации чрезвычайных ситуаций)*	0.35
4	Здания дошкольных учреждений, школ, средних и высших учебных заведений, других образовательных учреждений, больниц, домов престарелых, тюрем	0.35
5	Жилые, административные, общественные здания, производственные и сельскохозяйственные здания и сооружения, не указанные в позициях 1-4	0.25
6	Здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены значительные остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов, их смещения и т.п., временно приостанавливающие нормальную эксплуатацию, при обеспечении безопасности людей (одноэтажные производственные и сельскохозяйственные здания, не содержащие ценного оборудования)	0.12
7	Малоответственные здания и сооружения, разрушение которых не сопровождается гибелью людей, порчей ценного оборудования и не вызывает прекращения непрерывных производственных процессов (некоторые сельскохозяйственные и складские сооружения, временные одноэтажные здания)	0 (без учета сейсмических воздействий)

* Перечень зданий и сооружений по позициям 1-3 составляются соответствующими министерствами и ведомствами по согласованию с государственным органом по строительству и архитектуры.

Таблица 4

№ п/п	Конструктивные решения зданий	Значение коэффициента K_2
1	Здания с несущим стальным каркасом	1.0
2	Здания крупнопанельные, здания со стенами из монолитного железобетона	1.0
3	Здания с несущим железобетонным каркасом:	
	- ригельный каркас с диафрагмами жесткости, с ядрами жесткости	1.1
	- ригельный каркас без диафрагм и ядер жесткости	1.2
	- безригельный каркас с диафрагмами жесткости, с ядрами жесткости	1.2
	- безригельный каркас без диафрагм и ядер жесткости	1.3
	- неполный каркас	1.3
4	Здания со стенами комплексной конструкции	1.35
	Каркасно-каменные здания	1.25
5	Здания с несущими стенами из кирпичной (каменной) кладки и крупных блоков	1.45
6	Здания с несущими стенами из глиноматериалов	1.6 или по техническим условиям

Таблица 5

№ п/п	Конструктивные решения зданий и сооружений	Значение коэффициента K_{ψ}
1	Высокие сооружения небольших размеров в плане (башни, мачты, дымовые трубы, отдельно стоящие шахты лифтов и т.п. сооружения)	1.5
2	Каркасные здания и сооружения башенного типа без заполнения или с заполнением, не оказывающего влияния на их деформируемость	1.3
3	Здания и сооружения, не указанные в пп. 1-2, кроме гидротехнических сооружений	1.0

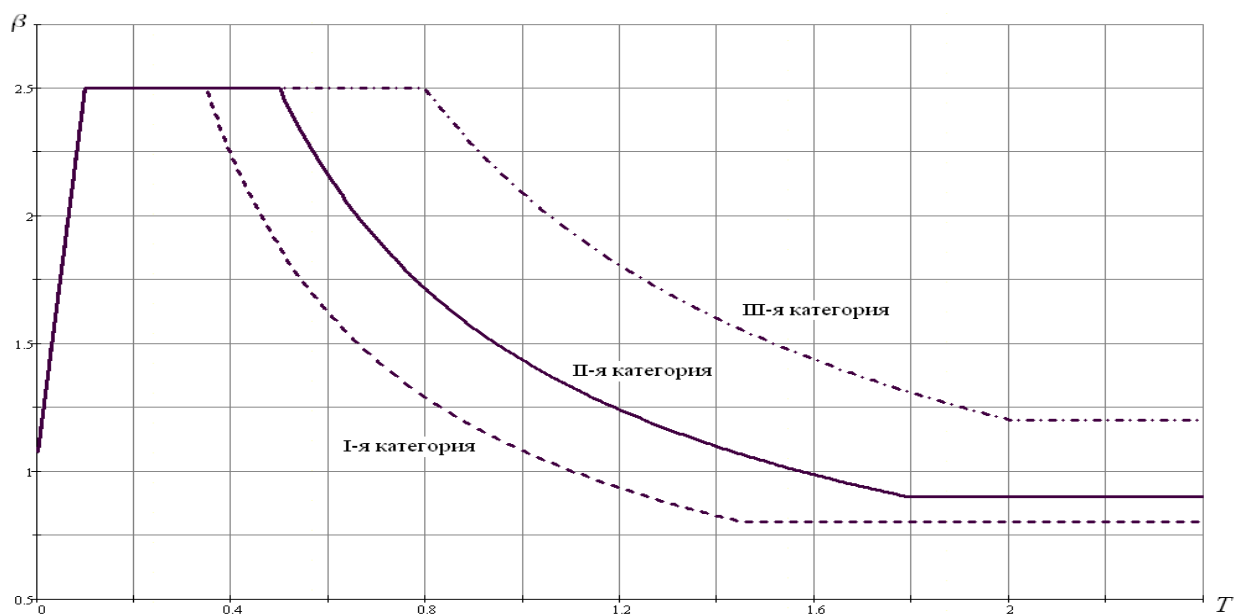
Рис. 4.2. График коэффициента динамичности β

Таблица 6

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

Таблица 7

Конструкции	Значение коэффициента γ_{tr}
<i>При расчетах на прочность:</i>	
1. Стальные и деревянные	1.4
2. Железобетонные со стержневой и проволочной арматурой (кроме проверки прочности наклонных сечений):	
- из тяжелого бетона с арматурой классов А240 (А-I), А300 (А-II), А-400, А500С, А500СП, В500 (А-III), В _p 1200 – В _p 1500 (Вp-I)	1.2
- то же, с арматурой других классов	1.1
- из легкого бетона	1.1
- из ячеистого бетона с арматурой всех классов	1.0
3. Железобетонные, проверяемые по прочности наклонных сечений:	
- колонны многоэтажных зданий	0.9
- прочие элементы	1.0
4. Каменные, армокаменные и бетонные:	
- при расчете на внецентренное сжатие	1.2
- при расчете на сдвиг и растяжение	1.0
5. Сварные соединения	1.0
6. Болтовые (в том числе соединяемые на высокопрочных болтах) и заклепочные соединения	1.1
<i>При расчетах на устойчивость:</i>	
7. Стальные элементы гибкостью свыше 100	1.0
8. То же, гибкостью до 20	1.2
9. То же, гибкостью от 20 до 100	От 1.2 до 1.0 (по интерполяции)

Примечания:

1. При расчете стальных и железобетонных несущих конструкций, подлежащих эксплуатации в неотапливаемых помещениях или на открытом воздухе при расчетной температуре ниже минус 40 °С, следует принимать $\gamma_{tr} = 1.0$, в случаях проверки прочности наклонных сечений колонн $\gamma_{tr} = 0.9$.

Таблица 8

Несущие конструкции зданий	Длина отсеков зданий, м			Количество этажей, этаж			
	Сейсмичность площадки, баллы						
	7, 8	9	более 9	7	8	9	более 9
1. Стальной каркас	По требованиям норм для сейсмических условий, но не более 150м			нс	20	16	6
2. Железобетонный каркас:							
- связевый (с вертикальными железобетонными диафрагмами или ядрами жесткости, воспринимающими сейсмическую нагрузку)	80	60	45	20	16	12	5
- рамный с заполнением из штучной кладки	80	60	45	9	7	5	3
- рамный без заполнения	80	60	45	6	5	4	2
- безригельный с железобетонными диафрагмами и/или ядрами жесткости	80	60	45	12	9	7	3
- безригельный без заполнения	80	60	45	5	4	2	1
3. Стены из монолитного железобетона	80	60	45	24	20	16	6

4. Стены из железобетонных панелей	80	60	45	16	12	9	4
5. Многослойные стены с внутренним слоем из монолитного железобетона и наружными слоями из штучной кладки	80	60	45	12	9	7	3
6. Каркасно-каменные	80	60	45	9	7	5	2
7. Стены из крупных бетонных или виброкирпичных блоков. Стены из виброкирпичных панелей	80	60	45	9	7	5	1
8. Стены комплексной конструкции из кирпича, природных правильной формы и бетонных камней и мелких блоков при кладке:							
1 категории	60	45	30	6	5	4	1
2 категории	60	45	30	5	4	3	1
9. Стены из кирпича, природных и бетонных камней и мелких блоков, кроме указанных в поз. 7 и 8 при кладке:							
1 категории	60	45	30	5	4	3	-
2 категории	60	45	30	4	3	2	-
10. Стены деревянные щитовые с несущим каркасом	30	20	15	3	2	2	1
11. Стены из глиноматериалов:							
- из кирпича-сырца или из грунтоблоков	18	-	-	1	-	-	-
- с вертикальным двусторонним сетчатым армированием	20	12	-	1	1	1	-
- с деревянным каркасом	20	12	-	2	1	-	-
- с железобетонным каркасом	20	12	-	2	2	1	-

Примечания:

1. Высота этажа принята не более 4-х м для жилых, 5 м для общественных зданий и 6 м для промышленных зданий.
2. Буквы **нс** в таблице обозначают, что здания проектируются по требованиям для несейсмических районов.
3. Высота зданий школ при сейсмичности площадки строительства 8 и 9 баллов ограничивается четырьмя надземными этажами, а дошкольных учреждений - тремя. При этом в верхних этажах школ должны быть размещены классы и кабинеты старших классов, а в верхних этажах дошкольных учреждений – помещения для старших групп.
4. В числе надземных этажей учитывается этаж, более половины высоты которого находится выше планировочной отметки земли, примыкающей к зданию.

Таблица 9

Категория кладки	Расстояние, м, при расчетной сейсмичности, баллы:			
	7	8	9	более 9
1-я	18	15	12	9
2-я	15	12	9	6

Примечание: При расчетной сейсмичности 7-9 баллов допускается увеличивать расстояние между стенами из комплексных конструкций на 30% по сравнению с указанными в таблице.

Таблица 10

Элемент стены	Размер элемента стены, м, при расчетной сейсмичности, баллы:			
	7	8	9	более 9
1. Ширина простенка, не менее, при кладке:				
1-й категории	0.64	0.9	1.16	1.42
2-й категории	0.77	1.16	1.55	1.94
2. Ширина проема, не более	3.5	3.0	2.5	2.0
3. Отношение ширины простенка к ширине проема, не менее	0.33	0.5	0.75	1.0
4. Выступ стены в плане, не более	2.0	1.0	-	-
5. Вынос карниза, не более:				
- из материала стен	0.2	0.2	0.2	0.15
- из железобетонных элементов, связанных с антисейсмическими поясами	0.4	0.4	0.4	0.3
- деревянного	1.0	1.0	1.0	0.7

Примечания:

1. Ширину угловых простенков следует принимать на 0.25м больше, чем указано в таблице;
2. Простенки меньшей ширины необходимо усиливать железобетонным обрамлением или армированием;
3. Проемы большей ширины следует окаймлять железобетонной рамой;
4. Для зданий со стенами комплексной конструкции при расчетной сейсмичности 9 баллов выступ стены в плане допускается до 1м.

Таблица 11

Элемент стены	Размер, м при сейсмичности площадки, баллы:		Примечания
	7, 8	9	
Простенки шириной, не менее	1.2	1.5	Для угловых простенков ширина должна приниматься на 0.4м больше
Проемы шириной, не более	1.2	1.0	-

Таблица 12

Характер движения сооружения	Коэффициенты			
	μ	D	Ω	χ
1. Колебания вращения недеформируемого сооружения с вертикальной напорной гранью на податливом основании при $z_c \neq h$	$\frac{z_c R - \frac{2h}{\pi} G}{z_c - z}$	$\frac{z_c R - \frac{2h}{\pi} G}{z_c - h}$	$\frac{0.543z_c - 0.325h}{z_c - h}$	$\frac{0.325z_c - 0.210h}{0.543z_c - 0.325h}$
2. Горизонтальные поступательные перемещения недеформируемых сооружений: - с вертикальной напорной гранью - с наклонной напорной гранью	$\frac{R}{RSIN^3 \theta}$	$\frac{R}{RSIN^2 \theta}$	$\frac{0.543}{0.543RSIN \theta}$	$\frac{0.6}{0.6}$
3. Горизонтальные поступательные перемещения недеформируемых сооружений с вертикальной напорной гранью в V-образном ущелье	μ_1	$D = \mu_1$	-	-
4. Горизонтальные изгибные колебания сооружений консольного типа с вертикальной напорной гранью	$\frac{R + C_1(\alpha - 1)}{1 + C_3(\alpha - 1)}$	$R + C_1(\alpha - 1)$	-	-
5. Горизонтальные сдвиговые колебания сооружений консольного типа с вертикальной напорной гранью	$\frac{\alpha R - C_2(\alpha - 1)}{\alpha - (\alpha - 1) \frac{z^2}{h^2}}$	$\alpha R - C_2(\alpha - 1)$	-	-
6. Горизонтальные колебания отдельно стоящих вертикальных сооружений типа водозаборных башен, опор мостов, свай с круглой формой поперечного сечения	$\frac{\pi}{4} \left(\frac{z}{h} \right)^{d_1/2h}$	$\frac{\pi}{4} \left(\frac{z}{h} \right)^{d_1/2h}$	$\frac{\pi}{4(1 + d_1 / 2h)}$	$\frac{2h + d_1}{4h + d_1}$
7. То же, с квадратной формой поперечного сечения	$\left(\frac{z}{h} \right)^{d_2/2h}$	$\left(\frac{z}{h} \right)^{d_2/2h}$	$\frac{1}{1 + d_2 / 2h}$	$\frac{2h + d_2}{4h + d_2}$

Примечания:

1. Коэффициенты R , G , μ_1 , C_1 , C_2 , C_3 — принимаются по табл. 14; z — ордината точки напорной грани, для которой вычисляется величина присоединенной массы воды (начало координат принимается на уровне водной поверхности); z_c — ордината центра вращения, определяемая из расчета сооружения без учета влияния водной среды; θ — угол наклона напорной грани к горизонтالي; d_1 — диаметр поперечного сечения, м; d_2 — сторона квадрата поперечного сечения, м; α — отношение ускорения гребня, определяемого из расчета плотины без учета влияния водной среды, к величине AK_1 .
2. В случае, когда угол наклона напорной грани $\theta \geq 75^\circ$, значения безразмерных коэффициентов принимаются как для вертикальной напорной грани.
3. Значение безразмерного коэффициента μ_1 для ключевого сечения симметричных арочных плотин принимается по табл. 14.
4. Для остальных сечений арочной плотины значения этого коэффициента увеличиваются линейно до 1.3 μ_1 в пятах.
4. Для случаев, не предусмотренных табл. 12, присоединенная масса воды определяется специальными расчетами.

Таблица 13

Отношение l/h	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0
Коэффициент ψ	0.26	0.41	0.53	0.63	0.72	0.78	0.83	0.88	0.9	0.93	0.96	1.0

Таблица 14

Коэффициенты		Отношение z/h										
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	
R		0.23	0.36	0.47	0.55	0.61	0.66	0.7	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	
μ_1	$\theta = 90^\circ$	$b/h = 3:1$	0.22	0.38	0.47	0.53	0.57	0.59	0.61	0.62	0.63	0.68
		$b/h = 2:1$	0.22	0.35	0.41	0.46	0.49	0.52	0.53	0.54	0.54	0.55
		$b/h = 1:1$	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 b/h		0.08	0.15	0.18	0.22	0.23	0.23	0.22	0.2	0.18	0.15
C_1		0.07	0.09	0.1	0.1	0.09	0.08	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	

Примечание: b – ширина уцелья на уровне водной поверхности

Таблица 15.

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

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ.....	3
1. ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ.....	3
2. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ.....	3
3. СЕЙСМИЧНОСТЬ РАЙОНА И ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА.....	4
4. РАСЧЕТЫ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ.....	5
§.1. Общие положения.....	5
§.2. Спектральный метод расчета.....	6
§.3. Прямой динамический расчет.....	8
5. ЖИЛЫЕ, ОБЩЕСТВЕННЫЕ, ПРОИЗВОДСТВЕННЫЕ ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ.....	8
§.1. Общие положения.....	8
§.2. Основания и фундаменты. Стены подвалов.....	9
§.3. Перекрытия, покрытия и лестницы.....	10
§.4. Перегородки, балконы, эркеры, несущие ограждающие конструкции и архитектурные элементы.....	11
§.5. Железобетонные конструкции.....	12
§.6. Каркасные здания.....	13
§.7. Крупнопанельные здания.....	15
§.8. Здания с несущими стенами из монолитного железобетона.....	16
§.9. Здания со стенами из кирпичной (каменной) кладки.....	17
§.10. Здания со стенами из глиноматериалов.....	19
6. ТРАНСПОРТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ.....	20
§.1. Общие положения.....	20
§.2. Трассирование дорог.....	21
§.3. Земляное полотно и верхнее строение пути.....	21
§.4. Мосты.....	21
§.5. Трубы под насыпями.....	23
§.6. Подпорные стены.....	23
§.7. Тоннели.....	23
7. ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ.....	24
§.1. Общие положения.....	24
§.2. Расчетные сейсмические воздействия.....	26
§.3. Размещение гидротехнических сооружений и конструктивные мероприятия.....	30
8. ВОССТАНОВЛЕНИЕ, УСИЛЕНИЕ И РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ.....	32
Приложение 1. ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ.....	34
Приложение 2. СЕЙСМИЧНОСТЬ НАСЕЛЕННЫХ ПУНКТОВ РЕСПУБЛИКИ ТАДЖИКИСТАН В БАЛЛАХ MSK-64.....	37
Приложение 3. КАРТА СЕЙСМИЧЕСКОГО РАЙОНИРОВАНИЯ ТЕРРИТОРИИ РЕСПУБЛИКИ ТАДЖИКИСТАН.....	40
Приложение 4. ТАБЛИЦЫ.....	41