

Специальные технические условия для сейсмического усиления здания школы на основе процедуры линейного анализа

Глава 3 Оценка несущей способности здания

3.1 Общие положения

3.1.1 Предварительные рассмотрения потенциальных недостатков для существующих зданий

3.1.1.1 Цель

Цель предварительной стадии обследования состоит в том, чтобы помочь проектировщику познакомиться со зданием, его потенциальными недостатками и потенциальным поведением. Перед началом оценки или проектирования усиления здания, проектировщик должен завершить стадию обследования в следующих разделах в зависимости от типа здания.

3.1.1.2 Железобетонные каркасные конструкции

Существующие железобетонные каркасные конструкции, включая монолитные и литые конструкции, могут иметь любой из следующих потенциальных сейсмических недостатков (но не ограничиваясь ими):

- Недостаточная общая боковая прочность элементов каркаса
- Недостаточное уплотнение в бетонных колоннах
- Колонны, которые управляются сдвигом, а не изгибом
- Балки, которые управляются сдвигом, а не изгибом
- Соединения балок с колоннами, которые не могут обеспечить мощность более слабых из соединенных элементов
- Внутренние каменные перегородки, которые не обладают достаточной боковой прочностью или не соединены с основной конструкцией
- Наружные сборные панели, которые не имеют достаточной боковой прочности, соединений с основной конструкцией или не могут воспринимать боковые деформации основного каркаса (применимо только к сборным каркасным конструкциям)

3.1.1.3 Комплексные каменные конструкции

Существующие комплексные каменные конструкции могут иметь любой из следующих потенциальных сейсмических недостатков (но не ограничиваясь ими):

- Недостаточная общая боковая прочность кладки стен и элементов простенков
- Недостаточная вне плоскости связь между стенами из каменной кладки и перекрытиями пола и крыши
- Тонкие каменные стены с недостаточной способностью к боковому пролету между соседними перекрытиями пола и крыши

- Внутренние каменные перегородки, не обладающие достаточной боковой прочностью или связями с основной конструкцией

3.1.2 Процедуры аналитической оценки для новых и существующих зданий

Процедуры аналитической оценки могут применяться для оценки сейсмического поведения здания в его текущем состоянии или для оценки усиленного здания в соответствии с разделом 4.4. Оценка должна основываться на методе спектрального анализа в соответствии с разделом 7.3 СН КР 20-02:2018* с рекомендациями, описанными далее в настоящем СТУ.

В отличие от процедур, основанных на строительных нормах, данная методология использует **процедуру, основанную на прочности**, которая оценивает нелинейную реакцию конструкции как средство определения по предельным состояниям и соответствующим усилиям на элементах конструкции. Расчет основан на не сниженных сейсмических усилиях от горизонтального сейсмического воздействия (с коэффициентом поведения $q_{horiz}=1$), при этом ожидаемые неупругие перемещения выступают в качестве нагрузки, а **ожидаемая прочность элементов** увеличивается на **коэффициент пластичности** для оценки способности элементов сопротивляться нелинейным воздействиям. Вертикальная составляющая сейсмического воздействия не участвует в расчетах согласно настоящего СТУ.

За исключением воздействий и деформаций дисков перекрытий/покрытий, все воздействия и деформации должны быть умножены на коэффициент модификации C , определенный в таблице 3-1. Коэффициент модификации C учитывает повышенные уровни нелинейных перемещений возникающих особенно в коротких, жестких конструкциях. Нагрузки на диски перекрытий/покрытий, где это требуется, должны определяться с использованием поэтажных усилий на каждом уровне.

Таблица 3-1. Коэффициент модификации C

Тип здания	Количество этажей			
	1	2	3	4 и более
Каркасные конструкции	1.3	1.1	1.0	1.0
Комплексные каменные конструкции	1.4	1.2	1.1	1.0

Описание несущих элементов в расчетной модели должно основываться на **ожидаемых свойствах материала** и жесткости, соответствующих ожидаемому уровню трещинообразования при сейсмическом воздействии. Отношение между нормативными свойствами материала и ожидаемыми свойствами материала представлено в разделе 3.1.3.4. Жесткость несущих элементов следует принимать в соответствии с положениями СН КР 20-02:2018*, приложение Е, раздел Е.2.б). Для железобетонных и каменных компонентов, ожидаемая жесткость (модуль упругости и модуль сдвига) может быть принята в 1,25 раза больше нормативных свойств.

Расчетные воздействия структурных компонентов должны быть сопоставлены с критериями приемки, указанными в разделе 3.1.3.

3.1.3 Критерии приемлемости

3.1.3.1 Общие требования

Воздействия на элементы рассчитываются в соответствии с разделом 3.1.3.3., гравитационные нагрузки рассчитываются в соответствии с разделом 3.1.3.2, а также учитываются сейсмические нагрузки. Прочность компонентов рассчитывается в соответствии с разделом 3.1.3.4. Затем воздействия и прочность компонентов сравниваются с критериями приемлемости, указанными в разделе 3.1.3.5.

3.1.3.2 Гравитационные (вертикальные) нагрузки на компоненты

Положения данного пункта необходимо применять с учетом требований раздела 7.1 СН КР 20-02:2018*. Гравитационные нагрузки на компоненты (Q_G) рассчитываются в соответствии с уравнениями (3-1) и (3-2). При проектировании зданий и сооружений с использованием сочетаний нагрузок расчетные значения постоянных и временных нагрузок следует умножать на коэффициенты сочетания нагрузок, приведенные в таблице 7.1. СН КР 20-02:2018*. Следует отметить, что комбинации гравитационных нагрузок, используемые в этой методологии, представляют собой временные и постоянные нагрузки, которые могут быть разумно ожидаемы во время сейсмического события и могут быть меньше, чем комбинации нагрузок, указанные в строительных нормах. Снижение эффективной нормативной временной нагрузки ($25\%Q_L$) и эффективной снеговой нагрузки ($20\%Q_S$) необходимо использовать для расчета гравитационных нагрузок, которые будут использоваться в сочетании с горизонтальными сейсмическими нагрузками для сейсмического анализа новых и существующих конструкций в соответствии с СТУ.

$$Q_G = 1.1Q_D + (1.1 \cdot 0.25)Q_L + (1.1 \cdot 0.2)Q_S = 1.1Q_D + 0.28Q_L + 0.22Q_S \quad (3-1)$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (3-2)$$

где:

Q_D - нормативная постоянная нагрузка.

Q_L - эффективная временная нагрузка, равная 25% от не сниженной нормативной временной нагрузки, но не менее измеренной временной нагрузки;

Q_S - эффективная снеговая нагрузка, равная 20% нормативной снеговой нагрузки для плоского покрытия, рассчитанной в соответствии со строительными нормами и правилами. Если нормативная снеговая нагрузка на плоской кровле составляет менее 150 кг/м^2 , то эффективная снеговая нагрузка должна быть равна нулю.

Гравитационные нагрузки в уравнениях (3-1) и (3-2) СТУ должны обеспечивать минимальную (наименьшую) ожидаемую прочность (Q_{CE}), которая должна быть рассчитана в соответствии с разделами 3.2 и 3.3. На простом языке такой подход известен как "**наихудший сценарий проектирования**" и призван обеспечить безопасное сейсмическое проектирование.

3.1.3.3 Воздействия на компоненты

Воздействия должны быть классифицированы либо как контролируемые деформациями, либо контролируемые силами. Воздействие, **контролируемое деформацией**, определяется как воздействие, имеющее соответствующую деформацию, которая может превышать предел текучести. Такая деформация ограничена пластичностью компонента.

Так описывается пластичное или полу-пластичное поведение, например, достижения предела текучести при изгибе элемента рамы.

Воздействие, **контролируемое силой**, определяется как воздействие, имеющее соответствующую силу или момент, которые не должны превышать предел текучести. Так описывается хрупкое поведение, например, срез в железобетонных колоннах или соединениях несущих элементов.

3.1.3.3.1 Воздействия, контролируемые деформациями

Воздействия, контролируемые деформациями, Q_{UD} , рассчитываются в соответствии с уравнением (3-3).

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (3-3)$$

где:

Q_{UD} - воздействие от вертикальных временных, постоянных и сейсмических нагрузок

Q_G - воздействие от вертикальных временных и постоянных нагрузок, определенных в разделе 3.1.3.2

Q_E - воздействие от сейсмических нагрузок, рассчитанных с использованием нагрузок и расчетных моделей, описанных в разделах 3.1.2.

3.1.3.3.2 Воздействия, контролируемые силами

Существуют два метода определения воздействий, контролируемых силами:

- Метод 1: Воздействия, контролируемые силами, Q_{UF} , рассчитываются как сумма нагрузок, обусловленных действием временных и постоянных нагрузок, и максимальной нагрузки, которая может быть вызвана воздействиями, контролируемые деформациями.
- Метод 2: Альтернативно, Q_{UF} может быть определено с помощью уравнения (3-4), в котором коэффициент уменьшения доставляемого усилия J используется для оценки максимального усилия, которое может быть передано компоненту, как описано ниже.

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{CJ} \quad (3-4)$$

где:

Q_{UF} - воздействие от вертикальных временных, постоянных и сейсмических нагрузок

Q_G и Q_E - определяются в соответствии с разделом 3.1.3.3.1

C - модификационный фактор согласно табл. 3-1.

J - фактор уменьшения доставляемого усилия ($J \geq 1,0$), принимаемый как наименьшее соотношение нагрузки и прочности (DCR) пластифицирующихся компонентов в цепи элементов, передающих нагрузку к рассматриваемому компоненту. Пластифицирующиеся компоненты определяются как элементы каркаса или стены, которые проявляют неупругую работу и в которых разрешены нелинейные деформации согласно настоящим СТУ. Альтернативно, допускается значение J , равно 2,0, если оно не основано на расчетных DCR.

В любом случае, когда усилия, составляющие Q_{UF} , передаются компонентами системы сопротивления горизонтальным нагрузкам, которые остаются упругими, J принимается равным 1,0.

DCR вычисляется в соответствии с уравнением (3-5).

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad (3-5)$$

где:

Q_{UD} определяется в разделе 3.1.3.3.1

Q_{CE} принимается как ожидаемая прочность компонента или элемента, рассчитанную в соответствии с разделом 3.2 или 3.3.

3.1.3.3.3 Элементы системы сопротивления горизонтальным нагрузкам

Вертикальные элементы системы сопротивления горизонтальным нагрузкам (например, рамы и стены) должны оцениваться как контролируемые силами или контролируемые деформациями, как описано в разделе 3.2, раздел 3.3. и Главе 4.

3.1.3.3.4 Диски перекрытий/покрытий

Поперечные силы и изгибающие моменты, действующие в плоскости дисков перекрытий/покрытий, считаются воздействиями, контролируемые деформациями. Соединения между отдельными элементами дисков должны рассматриваться как контролируемые силами.

3.1.3.3.5 Соединения

Соединения между несущими элементами и компонентами рассматриваются как контролируемые силами.

3.1.3.3.6 Граница фундамент/основание

Воздействия на границе фундамент/основание считаются контролируемые деформациями, как определено в разделе 3.1.3.3.1. Опрокидывающее воздействие определяется по уравнению (3-3), а основание оценивается по уравнению (3-6) с коэффициентом $m=3.0$ при сжимающих усилиях от опрокидывающего воздействия. В тех случаях, когда опрокидывающее воздействие приводит к отрыву фундамента (части фундамента) от основания, отрывающее воздействие должно быть оценено с использованием коэффициента $m=6$, применяемого к восстанавливающей постоянной нагрузке.

Нормативная несущая способность грунта определяется в соответствии с геотехническими рекомендациями, а ожидаемая несущая способность грунта для использования в уравнении (3-6) принимается равной 3-кратной нормативной несущей способности.

3.1.3.4 Прочность компонентов

Прочность компонента должна приниматься как **ожидаемая прочность**, Q_{CE} , для **воздействий, контролируемых деформациями**, и как нормативная прочность, Q_{CN} , для **воздействий, контролируемых силами**. Если не рассчитано иначе, ожидаемая прочность принимается равной нормативной прочности, умноженной на 1,25.

Значения по умолчанию, определенные в главе 2, должны быть приняты, если иное не указано в имеющихся документах.

При расчете способности изношенных элементов, проектировщик должен учитывать износ путем уменьшения прочности материала, свойств сечения и других параметров, если это будет сочтено целесообразным. Дополнительные требования см. в главе 2.

3.1.3.5 Критерии приемлемости

3.1.3.5.1 Воздействия, контролируемые деформациями

Приемлемость элементов, **контролируемых деформациями**, определяется в соответствии с уравнением (3-6).

$$mQ_{CE} \geq Q_{UD} \quad (3-6)$$

где:

Q_{UD} - воздействие от временных, постоянных и сейсмических нагрузок, описанных в разделе 3.1.3.3.1.

m - коэффициент модификации несущей способности, учитывающий ожидаемую пластичность компонента. Соответствующий коэффициент m берется из раздела 3.2 – железобетонные каркасы и раздела 3.3 - комплексные каменные конструкции.

Q_{CE} - ожидаемая прочность компонента для рассматриваемого уровня деформации. Q_{CE} рассчитывается в соответствии с разделом 3.1.3.4 с учетом всех сопутствующих действий, вызванных временными, постоянными и сейсмическими нагрузками.

Коэффициент m является функцией неупругого поведения, которое может быть допущено в конкретном несущем элементе на основе его конструирования, типа поведения и последствий отказа. В отличие от строительных норм, в которых сейсмические усилия уменьшаются, а затем объединяются с временными и постоянными нагрузками, Коэффициент m применяется к несущей способности элемента с учетом всех приложенных нагрузок (сейсмических, временных и постоянных). Коэффициенты m в данной методике откалиброваны для получения сейсмических характеристик, соответствующих требованиям строительных норм и правил для существующих школьных зданий, подлежащих сейсмической оценке и модернизации.

3.1.3.5.2 Воздействия, контролируемые силами

Приемлемость элементов, контролируемых силами, определяется в соответствии с уравнением (3-7).

$$Q_{CN} \geq Q_{UF} \quad (3-7)$$

где:

Q_{UF} - воздействие от временных, постоянных и сейсмических нагрузок; Q_{UF} рассчитывается согласно раздела 3.1.3.3.2

Q_{CN} - нормативная прочность элемента для рассматриваемого уровня деформации; Q_{CN} рассчитывается в соответствии с разделом 3.1.3.4 с учетом всех сопутствующих воздействий, обусловленных временными, постоянными и сейсмическими нагрузками.

Элементы, контролируемые силами, оцениваются или проектируются как упругие без ожидаемого нелинейного поведения, поэтому для элементов, контролируемых силами, не существует никаких факторов модификации несущей способности. Предпочтительно, чтобы нагрузки на элементы, контролируемые силами, были ограничены несущей способностью элементов, контролируемых деформациями, для передачи усилий на элементы, контролируемые силами.

3.2 Расчёт существующих и новых железобетонных каркасных конструкций

3.2.1 Общие положения

Перед разработкой схемы сейсмоусиления, необходимо произвести расчет существующей монолитной или сборной ж/б каркасной конструкции в соответствии с настоящим разделом. Альтернативно, основываясь на предварительном обследовании конструкции, проектировщик может пропустить расчет и перейти непосредственно к проектированию сейсмоусиления в соответствии с разделом 4.4. При применении, расчет конструкции должен проводиться в соответствии с настоящим разделом.

Независимо от результатов расчета, в соответствии с настоящим СТУ требуются мероприятия по усилению ненесущих компонентов сборной каркасной конструкции. См. раздел 4.2.1 для дополнительной информации. Поскольку предполагается, что эти жесткие и потенциально несоответствующие требованиям норм элементы удалены, внутренние перегородки и наружные ограждающие конструкции не должны рассматриваться как оказывающие влияние на поведение каркаса.

Данный раздел также применим к новым железобетонным зданиям.

3.2.2 Подход к анализу

Для существующих зданий расчет должен определить контролирующее поведение каркаса как один или несколько возможных нежелательных моделей поведения/сбоев, в то время как для новых зданий анализ должен быть выполнен для обеспечения того, чтобы ни один из нежелательных моделей поведения/сбоя не получил развития. Необходимо рассмотреть следующие модели:

- 1) Наличие слабого этажа в соответствии с разделом 3.2.2.1.
- 2) Поведение, контролируемое «слабой» колонной / «сильной» балкой в соответствии с разделом 3.2.2.2.
- 3) Поведение колонн, контролируемых срезом в соответствии с разделом 3.2.2.3.
- 4) Поведение узла балки-колонны, контролируемого несущей способностью узла в соответствии с разделом 3.2.2.4.
- 5) Поведение балок, контролируемых срезом в соответствии с разделом 3.2.2.5.
- 6) Поведение колонн, контролируемых изгибной прочностью в соответствии с разделом 3.2.2.6.
- 7) Поведение балок, контролируемых изгибной прочностью в соответствии с разделом 3.2.2.7.

Данный список моделей составлен в порядке от наименее желаемого к наиболее желаемому.

Перечисленные выше модели сбоев должны быть исключены при строительстве новых зданий путем выполнения проектных проверок, описанных в данном разделе.

Цель этой методологии применительно к существующим зданиям состоит в том, чтобы оценить конструкцию в указанном порядке, и как только какой-либо пункт в приведенном выше списке будет признан неприемлемым на основе критериев, приведенных в следующих разделах, процесс оценки может быть остановлен и выполняется переход к разработке мер по сейсмоусилению.

Для новых зданий необходимо проверить все перечисленные модели с целью исключить возможность их проявления при будущих землетрясениях (как указано в следующем тексте). Воздействия на компоненты (включая комбинации нагрузок) могут быть рассчитаны в соответствии с требованиями СН КР 20-02:2018* и других соответствующих действующих норм.

3.2.2.1. Слабый этаж

Слабый этаж существует, когда общая горизонтальная прочность первого этажа железобетонного каркаса составляет менее 80% от горизонтальной прочности вышележащего этажа. При наличии этого условия, элементы каркаса должны оцениваться как контролируемые силами. Если критерии приемлемости поведения для контролируемых силами элементов не удовлетворяются, то должны быть приняты меры по сейсмоусилению. Слабый этаж обычно возникает в здании с первым этажом, который выше чем вышележащие этажи, но с теми же размерами элементов каркаса, что и вышележащие этажи.

3.2.2.2. «Слабые» колонны / «сильные» балки

«Слабые» колонны / «сильные» балки присутствуют, когда сумма изгибных прочностей колонн, приходящих в узел, меньше чем на 20% превышает сумму изгибных прочностей балок, приходящих в этот узел.

Как в случае существующих, так и новых зданий, это условие не обязательно должно учитываться для одноэтажного здания или верхнего этажа многоэтажного здания. Кроме того, данное условие не обязательно учитывать для колонн новых зданий, на которые действуют относительно небольшие расчетные осевые силы, составляющие менее 10% от предельной осевой прочности рассматриваемой колонны. Расчетные осевые силы в колоннах следует определять в соответствии с комбинациями нагрузок, указанными в местных действующих нормах. Предельную осевую прочность сечения колонны необходимо определять в соответствии с требованиями СП 63.13330.2018.

При наличии «слабых» колонн / «сильных» балок, колонны должны быть оценены с коэффициентом m не превышающим 2.0.

3.2.2.3. Колонны, контролируемые срезом

Железобетонные колонны считаются контролируемыми срезом, если нормативная прочность на срез меньше поперечной силы, связанной с ожидаемой изгибной прочностью в верхнем и нижнем сечениях колонны. Поперечные силы в колонне не должны превышать те, что приняты для расчета исходя из прочности узлов на основе ожидаемой изгибной прочности балок, приходящих в данные узлы. Колонны в новых зданиях из железобетона не разрешается проектировать с контролируемым срезом, потому что разрушение при сдвиге нежелательно и его следует избегать.

Подход, изложенный в этом параграфе, следует использовать, чтобы избежать использования колонн, контролируемых срезом в новых железобетонных зданиях.

Если поперечное армирование колонны неизвестно (что характерно для существующих зданий), то несущая способность колонны должна основываться только на прочности бетона (Q_b), поскольку количество и расстояние между стальной арматурой (ригелями) в старых существующих зданиях незначительно и может быть проигнорировано. Для применения СТУ при проектировании новых железобетонных зданий несущая способность колонн должна основываться как на прочности бетона (Q_b), так и роли стальной арматуры (Q_{sw}), поскольку предполагается, что стальная арматура будет рассчитана в соответствии с последними нормами проектирования железобетонных конструкций.

Колонны, контролируемые срезом, должны оцениваться как контролируемые усилием. Если критерии приемлемости для контролируемых силами элементов не удовлетворяются, то должны быть приняты меры по сейсмоусилению.

3.2.2.4. Слабые узлы балок / колонн

Узлы балок/колонн считаются слабыми, если нормативная прочность узла меньше, чем меньшая прочность балок или колонн, входящих в узел. Оценка должна включать полный механизм передачи нагрузки в узел, вкл. закладные элементы, сварные соединения, анкеровку арматуры. Узлы или компоненты узлов слабее, чем балки, должны оцениваться как контролируемые силами. Если критерии приемлемости для контролируемых силами элементов не удовлетворяются, то должны быть приняты меры по сейсмоусилению. Если детали армирования в соединениях неизвестны и не могут быть определены путем обследования, то соединения должны рассматриваться как несоответствующие критериям приемлемости, и должны быть приняты меры по сейсмоусилению.

3.2.2.5. Балки, контролируемые срезом

Балки считаются контролируемыми срезом, если нормативная прочность на срез меньше поперечной силы, связанной с ожидаемой изгибной прочностью на обоих концах балки. Если поперечное армирование в балке неизвестно, то несущая способность балки должна основываться только на прочности бетона. Балки, контролируемые срезом, должны оцениваться как контролируемые силами. Если критерии приемлемости для контролируемых силами элементов, не удовлетворяются, то должны быть приняты меры по сейсмоусилению.

3.2.2.6. Колонны, контролируемые изгибной прочностью

Если колонны не являются элементами, контролируемыми срезом, как это определено в разделе 3.2.2.3, то колонны считаются контролируемыми изгибной прочностью. Колонны в существующих зданиях, контролируемые изгибной прочностью, оцениваются как контролируемые деформациями в соответствии с уравнением 3-6 с коэффициентом $m=2,5$, если осевое напряжение (P/A_g) меньше $0,1f'_c$ и $m=1,5$, если осевое напряжение больше $0,4f'_c$. Если колонны, взятые в обойму в соответствии с разделом 4.2.1.3 или если косвенное армирование в колоннах соответствует требованиям строительных норм для элементов с пластическим поведением, то коэффициент m может быть принят равным 5,0,

если осевое напряжение (P/A_g) меньше $0,1f'_c$ и $2,0$, если осевое напряжение больше $0,4f'_c$. В обоих случаях для промежуточных значений осевого напряжения используется линейная интерполяция.

Для колонн новых зданий, контролируемые изгибной прочностью не требуются оценки по указанным требованиям при условии, что конструкция спроектирована в соответствии с действующими в стране нормативными документами, в том числе СН КР 20-02:2018* и СП 63.13330.2018. В дополнение к требованиям п. 10.15 СН КР 20-02:2018*, концы хомутов должны быть отогнуты под углом 45 градусов.

3.2.2.7. Балки, контролируемые изгибной прочностью

Если балки не являются элементами, контролируемые срезом, как определено в разделе 3.2.2.5, то балки считаются контролируемые изгибной прочностью. Балки в существующих зданиях, контролируемые изгибной прочностью, оцениваются как контролируемые деформациями в соответствии с уравнением 3-6 с коэффициентом $m=2,5$. Если поперечное армирование балок соответствует требованиям строительных норм для элементов с пластическим поведением, то коэффициент m может быть принят равным $4,0$.

Для балок новых зданий, контролируемых изгибной прочностью, не требуются оценки по указанным требованиям при условии, что конструкция спроектирована в соответствии с действующими в стране нормативными документами, в том числе СН КР 20-02:2018* и СП 63.13330.2018. В дополнение к требованиям п. 10.15 СН КР 20-02:2018* концы хомутов должны быть отогнуты под углом 45 градусов.

3.2.3. Критерии приемлемости

Если существующая или новая железобетонная каркасная конструкция соответствует критериям приемлемости, указанным в разделах 3.2.2, то можно считать, что данная конструкция соответствует требованиям сейсмического поведения согласно настоящим СТУ. Если какое-либо из условий, указанных в разделе 3.2.2, не выполняется применительно к новому зданию, то требуется сейсмоусиление в соответствии с главой 4.

3.2.4. Прочность бетона

Соответствие цилиндрической прочности бетона на сжатие f'_c , используемой в расчетных формулах настоящих СТУ, и класса бетона согласно действующих норм приведено в Таблице 3-2.

Таблица 3-2. Соответствие прочности бетона f'_c и класса бетона

Класс бетона	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
Цилиндрическая прочность бетона f'_c , МПа	8	12	16	20	25	28	32	35	40	45

3.3 Расчет существующих комплексных каменных конструкций

3.3.1 Общие положения

Перед разработкой схемы сейсмоусиления, необходимо выполнить расчет комплексной каменной конструкции в соответствии с настоящим разделом.

Альтернативно, основываясь на предварительном обследовании конструкции, проектировщик может пропустить расчет и перейти непосредственно к проектированию сейсмоусиления в соответствии с разделом 4.4. При применении, расчет существующей конструкции должен проводиться в соответствии с настоящим разделом.

Независимо от результатов расчета, в соответствии с настоящим СТУ требуются мероприятия по сейсмоусилениям ненесущих компонентов комплексной каменной конструкции. См. раздел 4.3.1 для дополнительной информации. Поскольку предполагается, что эти жесткие и потенциально несоответствующие требованиям норм элементы удалены, ненесущие внутренние перегородки не должны рассматриваться как оказывающие влияние на поведение каменных несущих стен.

Дополнительно, в соответствии с настоящим СТУ требуются меры по сейсмоусилению сопряжений стен и дисков перекрытий/покрытий. Расчеты согласно настоящего раздела должны предполагать соответствующий механизм передачи сейсмической нагрузки от дисков перекрытий/покрытий к несущим каменным стенам.

3.3.2 Подход к расчету

При расчете комплексных каменных конструкций необходимо учитывать, как минимум, следующие три аспекта:

- 1) Поведение в плоскости несущих каменных стен и простенков в соответствии с разделом 3.3.2.1.
- 2) Поведение в плоскости каменных перемычек в соответствии с разделом 3.3.2.2.
- 3) Поведение из плоскости несущих каменных стен и простенков в соответствии с разделом 3.3.2.3.

3.3.2.1 Поведение в плоскости для каменных стен и простенков

3.3.2.1.1 Воздействия для каменных стен и простенков

Воздействия для каменных стен и простенков должны определяться на основе расчетной модели и спектрального расчета в соответствии с разделом 3.1.2. Нагрузки на отдельные стены и простенки должны основываться на относительной жесткости, включая эффекты кручения. Оценка воздействий в плоскости основывается на поперечных силах для отдельных стен и простенков в соответствии со следующими разделами.

3.3.2.1.2 Экспериментальный метод определения прочности каменной кладки на срез

Если не используется другой метод определения прочности каменной кладки на срез, то процедуру, описанную в этом разделе, следует использовать для оценки существующих комплексных

каменных конструкций. Значения испытанной прочности раствора на срез, v_{to} , должны быть рассчитаны для каждого испытания на срез в соответствии с уравнением (3-8). Отдельные неармированные каменные стены с 50% значений испытанной прочности раствора на срез менее 0,207 МПа (30 psi) должны быть отмечены и протестированы повторно.

$$v_{to} = \frac{V_{test}}{A_b} - P_{D+L} \quad (3-8)$$

где:

V_{test} – Нагрузка при первом наблюдаемом движении

A_b – Общая площадь горизонтальных швов над и под испытуемым образцом

P_{D+L} – Напряжение, возникающее в результате фактической постоянной и временной нагрузки во время испытания

Прочность строительного раствора на срез, v_{te} , определяется как значение, превышаемое в 80 процентах всех значений испытанной прочности строительного раствора на срез, v_{to} . Неармированная кладка с прочностью строительного раствора на срез, v_{te} , менее 0,207 МПа (30 psi), должна быть отмечена и испытана повторно.

Альтернативно, стандартные свойства материала могут быть приняты для призмной прочности каменной кладки, f'_m , или данные о свойствах материала могут быть получены из строительных норм применительно к каменным конструкциям в год постройки здания или исполнительных документации для определения f'_m .

3.3.2.1.3 Прочность каменной кладки на срез

Ожидаемая прочность каменной кладки на срез, v_{me} , рассчитывается в соответствии с уравнением (3-9).

$$v_{me} = 0.56v_{te} + \frac{0.75P_D}{A_n} \quad (3-9)$$

где:

v_{te} – Прочность раствора на срез рассчитана в разделе 3.3.2.1.2;

P_D – Постоянная нагрузка в верхней части рассматриваемого простенка;

A_n – Площадь сечения, скрепленного раствором, нетто.

Альтернативно, когда значение f'_m принимается в соответствии с разделом 3.3.2.1.2, v_{me} принимается как минимум из:

0,21 $\sqrt{f'_m}$, МПа (f'_m в под квадратным корнем должно быть в МПа)

1,38 МПа (200 psi)

$$v + \frac{0.75P_D}{A_n}$$

где:

$\nu = 0,430$ МПа (62.5 psi) для перевязанной кладки без заполнения раствором

$\nu = 0,689$ МПа (100 psi) для перевязанной кладки с заполнением раствором

$\nu = 0,172$ МПа (25 psi) для неперевязанной кладки с заполнением раствором

f_m – прочность каменной кладки на сжатие

3.3.2.1.4 Прочность каменных стен и простенков

Ожидаемая прочность в плоскости каменных стен и простенков должна быть наименьшей из значений прочности горизонтальных швов на сдвиг и прочности на «раскачивание», определенной в соответствии с настоящим разделом.

Прочность стен и простенков на срез рассчитывается в соответствии с уравнением (3-10).

$$V_a = 0.67\nu_{mc}Dt \quad (3-10)$$

где:

ν_{mc} – ожидаемая прочность каменной кладки на срез, рассчитанная в соответствии с разделом 3.3.2.1.3.

D – ширина каменной кладки в плоскости

T – толщина стены

Прочность на срез при «раскачивании» рассчитывается в соответствии с уравнениями (3-11) и (3-12):

Для стен без проемов:

$$V_r = 0.9(P_D + 0.5P_w)\frac{D}{H} \quad (3-11)$$

Для стен с проемами:

$$V_r = 0.9P_D\frac{D}{H} \quad (3-12)$$

где:

P_D – постоянная нагрузка в верхней части рассматриваемого простенка

P_w – собственный вес стены

D – ширина каменной кладки в плоскости

H – наименьшая высота проема с обеих сторон простенка

3.3.2.1.5 Критерии приемлемости для несущих стен

Поведение каменных стен и простенков является допустимым, если они соответствуют одному из следующих двух моделей поведения, описанных в настоящем разделе. Критерии приемлемости для каменных стен и простенков могут быть основаны на нагрузке и несущей способности, специфичных для неармированной кладки.

1) Модель, контролируемая «раскачиванием». Если несущая способность при «раскачивании» простенков меньше несущей способности на срез простенка, то есть $V_r < V_a$, для каждого простенка в стене на данном уровне, то поперечные силы в стене на этом уровне, V_{ix} ,

распределяются на каждый простенок пропорционально $P_D D/H$,
и для стены на этом уровне выполняется уравнение 3-13.

$$0.7V_{wx} < \sum V_r \quad (3-13)$$

где

V_{wx} – поперечная сила в стене на данном уровне

V_r – несущая прочность при раскачивании данной стены или простенки

2) Модель, контролируемая срезом. Если несущая способность на срез простенка меньше несущей способности при «раскачивании» простенка, то есть $V_a < V_r$, в одном или нескольких простенках на одном уровне, поперечные силы в стене на этом уровне, V_{wx} , должны распределяться на отдельные простенки, V_p , пропорционально D/H , и уравнения (3-14) и (3-15) должны быть выполнены для каждого простенка на этом уровне.

$$V_p < V_a \quad (3-14)$$

$$V_p < V_r \quad (3-15)$$

Если $V_p < V_a$ и $V_p > V_r$ для любого простенка, такой простенок должен быть исключен из расчета, и процедура повторяется для остальных простенков.

3.3.2.2 Перемычки в каменных стенах

В тех случаях, когда прочность на срез и изгиб существующих перемычек превышает прочность на срез каменных простенков на рассматриваемом этаже, оценка перемычек не требуется. Прочность существующих перемычек может быть определена в соответствии с основными принципами поведения материалов или утвержденным альтернативным методом. Альтернативно, когда перемычки имеют относительно большую высоту, можно судить, что они не контролируют поведение комплексной каменной конструкции и игнорируются в расчете.

3.3.2.3 Воздействия из плоскости для элементов каменных стен

Устойчивость из плоскости каменных стен должна быть оценена на воздействия из плоскости путем рассмотрения компонентов на пролете между дисками перекрытий/покрытия, при условии наличия эффективных сопряжений стен и дисков. Вертикальные стены, с отношением высоты к толщине (h/t) меньшим или равным приведенному в таблице 3-2, считаются приемлемыми. В противном случае должен быть проведен более углубленный расчет для демонстрации соответствия или стены должны быть усилены с помощью боковых связей или накладок.

Таблица 3-3. Допустимое соотношение высоты к толщине каменных стен

Тип стены	$Sx1 < 0.24$	$0.24 \leq Sx1 < 0.37$	$Sx1 \geq 0.37$
Стены одноэтажных зданий	20	16	13
Верхний этаж многоэтажного здания	14	14	9
Первый этаж многоэтажного здания	20	18	15
Все остальные условия	20	16	13

3.3.3 Критерии приемлемости

Если существующая комплексная каменная конструкция отвечает всем критериям приемлемости, указанным в разделе 3.3.2, то можно считать, что поведение конструкции соответствует целям сейсмостойкости настоящих СТУ. Если какое-либо из условий, указанных в разделе 3.3.2, не выполняется, то требуется сейсмоусиление в соответствии с главой 4.

Глава 4

Процедуры сейсмического усиления и оценка поведения усиленного здания

4.1. Общие положения

Существующие здания, неудовлетворяющие критериям приемлемости, указанным в главе 3, должны быть усилены в соответствии с положениями раздела 4.2 для сборных железобетонных каркасных конструкций и раздела 4.3 для комплексных каменных конструкций. Независимо от результатов расчета строительных конструкций, приведенного в главе 3, основные положения по усилению, приведенные в настоящей главе, должны быть выполнены.

Все новые конструкции должны соответствовать положениям строительных норм.

4.2. Усиление сборных каркасных конструкции

4.2.1. Основные положения по усилению

4.2.1.1. Внутренние перегородки

Все существующие внутренние перегородки, изготовленные из неармированной каменной кладки, пустотелых глиняных блоков или других хрупких элементов кладки, должны быть удалены и заменены перегородками, изготовленными из материалов и соединений, соответствующих нормам.

4.2.1.2. Наружные сборные панельные стены

Существующие наружные стены, состоящие из сборных ж/б бетонных панелей, должны иметь соединения с основной конструкцией, имеющие способность противостоять сейсмическим воздействиям в соответствии с нормами, а также быть в состоянии воспринять сейсмические деформации или быть усилены до соответствия данным требованиям. Если это невозможно, то все панели должны быть заменены новыми наружными ограждающими конструкциями, изготовленными из материалов, соответствующих требованиям норм, с соединениями с основной конструкцией, удовлетворяющими требованиям прочности и совместности деформации согласно требованиям норм.

4.2.1.3. Железобетонные колонны

Все существующие монолитные и сборные железобетонные колонны должны быть усилены взятием в обойму для обеспечения требуемого уровня поперечного армирования и повышения прочности на срез, если существующая конструкция не удовлетворяет всем требованиям норм по поперечному армированию. Методы и детали для обоймы усиления колонн должны основываться на требованиях норм и могут включать стальную оболочку, железобетонную обойму, обойму из

армированного волокном полимера. Оболочка должна обеспечивать эквивалентное косвенное армирование и прочностные характеристики, соответствующие требованиям, предъявляемым к новым конструкциям.

4.2.2. Дополнительные положения по усилению

4.2.2.1. Цель

В дополнение к основным мерам по усилению, дополнительное усиление существующей конструкции может потребоваться в зависимости от поведения и несущей способности существующего каркаса. При необходимости, сейсмоусиление сборных железобетонных каркасных конструкций может заключаться в добавлении железобетонных стен для повышения горизонтальной прочности конструкции и уменьшения горизонтальных деформаций с целью защиты неосновных конструктивных элементов в соответствии с предъявляемыми критериями проектирования.

4.2.2.2. Размещение несущих стен

Новые стены могут быть расположены по периметру здания или во внутренних помещениях (обычно в коридорах и других фиксированных местах разделения пространства). Размещение стен должно учитывать, как влияние на существующую эксплуатацию здания, так и эффективность в улучшении конструктивных характеристик. Размеры стен и их положение должны быть выбраны таким образом, чтобы обеспечить достаточную горизонтальную прочность, уменьшить горизонтальные деформации таким образом, чтобы существующие элементы каркаса соответствовали требуемым критериям проектирования, а также минимизировать крутильные формы ответа сооружения. Расчет новых систем с несущими стенами рассматривается в разделе 4.2.3.

4.2.2.3. Проектирование несущих стен

Новые несущие стены должны быть запроектированы с учетом сейсмических воздействий, определяемых с использованием расчетной модели усиленного здания. См. раздел 4.2.3. Армирование несущих стен должно соответствовать требованиям норм для нового строительства.

4.2.2.4. Сопряжения несущих стен

Несущие стены должны быть соединены с дисками перекрытий и покрытий, чтобы обеспечить необходимую передачу поперечных сил от горизонтальных дисков к стенам. Многоэтажные несущие стены должны быть соединены через плиты перекрытия для необходимой передачи поперечных сил (через усилия трения) и результирующих от изгибающих моментов через диск перекрытия/покрытия.

Это обычно достигается путем размещения вертикальных стержней (со площадью, равной площади вертикального армирования несущих стен) в просверленных и замоноличенных отверстиях через плиту перекрытия и соединения внахлест с вертикальным армированием несущих стен на вышележащих и нижележащих уровнях.

4.2.2.5 Диски перекрытий/покрытий

Добавление новых стен изменит поведение существующих дисков перекрытий и покрытий. Способность дисков передавать усилия новым несущим стенам должна быть оценена в соответствии с разделом 4.2.4.2.

4.2.2.6. Элементы сбора/передачи усилий

В тех случаях, когда прочность на срез диска перекрытия/покрытия в пределах длины несущих стен недостаточна для передачи соответствующих сил (в плоскости дисков), для увеличения эффективной длины передачи усилия должны быть добавлены элементы сбора/передачи усилий. Элементы сбора/передачи усилий должны быть рассчитаны как элементы, контролируемые силами в соответствии с разделом 4.2.4.3.

4.2.2.7. Фундаменты

Новые несущие стены должны включать новые фундаменты, рассчитанные на 1) восприятие веса добавленных стен и 2) восприятие опрокидывающих усилий от сейсмического воздействия (давление и отрыв на границе грунта основания и фундаментной конструкции). См. раздел 4.2.4.4 для расчетов/проектирования новых фундаментов.

4.2.3. Расчет усиленной конструкции

Расчет усиленной конструкции должен проводиться в соответствии с разделом 3.1.2. Расчет должен подтвердить, что усиление устраняет выявленные в разделе 3.2 сейсмические недостатки, и должен применяться для расчета элементов усиления в соответствии с разделом 4.2.4.

4.2.4. Проектирование элементов усиления

4.2.4.1. Несущие стены

Несущие стены должны быть запроектированы как элементы, контролируемые деформациями в соответствии с разделом 3.1.3.5.1 с коэффициентом $m=2,0$ на срез и изгиб. Если несущие стены запроектированы с косвенным армированием на периферийных участках и в соответствии с другими положениями для пластичных стен, то можно принять коэффициент $m=3,0$.

4.2.4.2. Диски перекрытий/покрытий

Диски перекрытий/покрытий должны быть оценены в соответствии с разделом 3.1.3.3.4 с коэффициентом $m=2,5$ для среза и изгиба. Соединения отдельных элементов диска (например, соседних сборных плит перекрытия/покрытия) должны быть оценены как контролируемые силами.

4.2.4.3. Соединения несущих стен и элементов сбора/передачи усилий

Соединения несущих стен с дисками перекрытий/покрытий, примыкающими колоннами и элементами сбора/передачи усилий (если такие требуются), а также сами элементы сбора/передачи должны быть запроектированы как элементы, контролируемые усилиями в соответствии с разделом 3.1.3.5.2.

4.2.4.4. Фундаменты

Новые или усиленные фундаменты должны быть рассчитаны на сейсмические опрокидывающие усилия на границе фундамент/основание в соответствии с разделом 3.1.3.3.6. Фундаментные конструкции должны быть запроектированы как элементы, контролируемые усилиями в соответствии с разделом 3.1.3.5.2. Фундаменты также должны быть рассчитаны на восприятие постоянных и временных нагрузок в соответствии со строительными нормами.

4.3. Усиление комплексных каменных конструкций

4.3.1. Основные положения усиления

4.3.1.1. Внутренние перегородки

Все существующие внутренние перегородки, изготовленные из неармированной каменной кладки, пустотелых глиняных блоков или других хрупких элементов кладки, должны быть удалены и заменены перегородками, изготовленными из материалов и соединений, соответствующих нормам.

4.3.1.2. Крепление каменных стен

Все существующие наружные и внутренние стены должны быть прикреплены к дискам перекрытий/покрытий с учетом сил в плоскости и из плоскости стен, определяемых в соответствии со строительными нормами. Особое внимание следует уделять там, где плиты перекрытий/покрытий параллельны наружным стенам где отсутствие опирания может привести к минимальному соединению в существующем состоянии.

4.3.1.3. Устойчивость каменных стен из плоскости

Если гибкие каменные стены превышают критерии, указанные в разделе 3.3.2.3, то такие стены должны быть усилены дополнительными связями или рубашкой для обеспечения достаточной устойчивости из плоскости. Усиление стен из плоскости должно быть рассчитано с учетом сил или предписываемых строительными нормами требований.

4.3.2. Дополнительные положения по усилению

4.3.2.1. Цель

В дополнение к основным мерам по усилению, дополнительное усиление существующей каменной конструкции может потребоваться в зависимости от поведения и несущей способности существующих стен и простенков. При необходимости, сейсмоусиление комплексных каменных конструкций может состоять из железобетонных рубашек, добавления отдельных железобетонных стен для повышения общей горизонтальной прочности конструкции в соответствии с требованиями к проектированию.

4.3.2.2. Размещение несущих стен

Новые железобетонные рубашки могут быть установлены для несущих стен, не соответствующих критериям приемлемости, приведенным в разделе 3.3.2.1.5. Альтернативно, новые железобетонные несущие стены могут быть добавлены для снижения усилий в существующих каменных стенах и простенках, чтобы соответствовать требованиям раздела 3.3.2.1.5. Размещение несущих стен должно как учитывать влияние на существующую эксплуатацию здания, так и эффективность в

улучшении поведения конструкции. Расчет систем с новыми несущими стенами рассматривается в разделе 4.3.3.

4.3.2.3. Проектирование несущих стен

Новые несущие стены должны быть запроектированы с учетом сейсмических воздействий, определяемых с использованием расчетной модели усиленного здания. См. раздел 4.3.3. Армирование несущих стен должно соответствовать требованиям норм для нового строительства.

4.3.2.4. Сопряжения несущих стен

Несущие стены должны быть соединены с дисками перекрытий/покрытий и соседними каменными стенами, чтобы обеспечить требуемую передачу поперечных сил от существующих дисков перекрытий/покрытий и стен к новым стенам. Многоэтажные несущие стены должны быть соединены через плиты перекрытия для необходимой передачи поперечных сил (через усилия трения) и результирующих от изгибающих моментов через диск перекрытия/покрытия. Это обычно достигается путем размещения вертикальных стержней (со площадью, равной площади вертикального армирования несущих стен) в просверленных и замоноличенных отверстиях через плиту перекрытия и соединения внахлест с вертикальным армированием несущих стен на вышележащих и нижележащих уровнях.

Железобетонная рубашка должна быть соединена с каменной кладкой посредством адгезионных анкеров для обеспечения совместной работы композитной конструкции как единого целого. Вместо сложных расчетов, рекомендуется размещение анкеров не более чем 200 мм от края кладки и с шагом между анкерами не более 800 мм.

4.3.2.5 Диски перекрытий/покрытий

Добавление новых стен изменит поведение существующих дисков перекрытий и покрытий. Способность дисков передавать усилия новым несущим стенам должна быть оценена в соответствии с разделом 4.3.4.2.

4.3.2.6. Элементы сбора/передачи усилий

В тех случаях, когда прочность на срез диска перекрытия/покрытия в пределах длины несущих стен недостаточна для передачи соответствующих сил (в плоскости дисков), для увеличения эффективной длины передачи усилия должны быть добавлены элементы сбора/передачи усилий. Элементы сбора/передачи усилий должны быть рассчитаны как элементы, контролируемые силами в соответствии с разделом 4.3.4.3.

4.3.2.7. Фундаменты

Существующие фундаменты в зонах усиления железобетонными рубашками должны быть оценены с учетом добавленного веса рубашки и усилены при необходимости. Кроме того, существующие или увеличенные фундаменты должны быть оценены на предмет их способности воспринимать опрокидывающие усилия от сейсмического воздействия (давление и отрыв на границе грунта основания и фундаментной конструкции). См. раздел 4.3.4.4 для проектирования новых фундаментов.

4.3.3. Расчет усиления

Расчет усиленной конструкции должен проводиться в соответствии с разделом 3.1.2. Расчет должен подтвердить, что усиление устраняет выявленные в разделе 3.3 сейсмические недостатки, и должен применяться для расчета элементов усиления в соответствии с разделом 4.3.4.

4.3.4. Проектирование элементов усиления

4.3.4.1. Несущие стены

Новые железобетонные стены и рубашки должны быть запроектированы как элементы, контролируемые деформациями в соответствии с разделом 3.1.3.5.1 с коэффициентом $m=2,0$ на срез и изгиб. Если несущие стены запроектированы с косвенным армированием на периферийных участках и в соответствии с другими положениями для пластичных стен, то можно принять коэффициент $m=3,0$.

4.3.4.2. Диски перекрытий/покрытий

Железобетонные диски перекрытий/покрытий должны быть оценены в соответствии с разделом 3.1.3.3.4 с коэффициентом $m=2,5$ для среза и изгиба. Соединения отдельных элементов диска (например, соседних сборных плит перекрытия/покрытия) должны быть оценены как контролируемые силами.

4.3.4.3. Соединения несущих стен и элементов сбора/передачи усилий

Соединения несущих стен с дисками перекрытий/покрытий и элементы сбора/передачи усилий (если такие требуются) должны быть запроектированы как элементы, контролируемые усилиями.

4.3.4.4. Фундаменты

Новые или усиленные фундаменты должны быть рассчитаны на сейсмические опрокидывающие усилия на границе фундамент/основание в соответствии с разделом 3.1.3.3.6. Фундаментные конструкции должны быть запроектированы как элементы, контролируемые усилиями в соответствии с разделом 3.1.3.5.2. Фундаменты также должны быть рассчитаны на восприятие постоянных и временных нагрузок в соответствии со строительными нормами.