УДК 624.042.7

© Ш. Ш. Назарова, аспирант
(Петербургский государственный университет
путей сообщения Императора Александра I,
Санкт-Петербург, Россия)
E-mail: shoxistashukurullayevna@yandex.ru

DOI 10.23968/1999-5571-2020-17-6-104-116

© Sh. Sh. Nazarova, post-graduate student
(Emperor Alexander I St. Petersburg
State Transport University,
St. Petersburg, Russia)
E-mail: shoxistashukurullayevna@yandex.ru

НЕКОТОРЫЕ ПРИНЦИПЫ НОРМИРОВАНИЯ МНОГОУРОВНЕВОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ СООРУЖЕНИЯ С ЗАДАНЫМИ ПАРАМЕТРАМИ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

SOME PRINCIPLES OF NORMALIZATION OF MULTI-LEVEL DESIGN OF STRUCTURES WITH SPECIFIED PARAMETERS OF LIMIT STATES

Приводится метод расчета сейсмостойкости при многоуровневом проектировании сооружений, при котором в результате проектирования создается сценарий накопления повреждений в сооружении от землетрясений. Задан уровень расчетного воздействия для различных предельных состояний и описаны критерии переходов в предельные состояния. Рассмотрены предельные состояния сооружений при расчете их на действие проектных землетрясений (ПЗ). Для вычислений при максимальных расчетных землетрясениях (МРЗ) рассмотрены критерии предельных пластических деформаций, энергоемкости и повреждаемости. Для оценки повреждаемости предложено использование спектров повреждаемости сооружения. Приведен вариант линейно-спектрального метода (ЛСМ) для оценки сейсмостойкости сооружений при разных предельных состояниях.

Ключевые слова: сейсмостойкость, многоуровневое проектирование, сценарий накопления повреждений, проектное землетрясение, максимальное расчетное землетрясение, линейно-спектральный метод.

The article presents a method for calculating the seismic resistance at multi-level design of structures, in which as a result a scenario of damage accumulation in the structure from earthquakes is created. The level of calculated impact for various limit states is set for various limit states and the criteria for transitions to limit states are described. The limit states of structures are considered at calculating for the impact of design earthquakes (DE) on the structure performance. Criteria for limiting plastic deformations, energy intensity, and damage are considered for maximum calculated earthquake (MCE). To assess the damage rate, the use of damage spectra of the structure is proposed. A variant of using the linear-spectral method (LSM) for estimating the seismic stability of structures at different limit states is presented.

Keywords: seismic resistance, multi-level design, damage accumulation scenarios, design earthquake, maximum-calculated earthquake, linear-spectral method.

Введение

В настоящее время в мировой практике осуществляется переход на многоуровневое проектирование сейсмостойких конструкций. При этом используется несколько уровней сейсмического воздействия и соответствующих им предельных состояний. Как минимум, рассматриваются два уровня воздействия — проектное землетрясение (ПЗ) и максимальное расчетное землетрясение (МРЗ) и соответствующие им предельные состояния. После ПЗ сооружение должно работать в штатном режиме, после МРЗ

необходимо обеспечить сохранность жизни людей и дорогостоящего оборудования. Отметим, что в настоящее время в Европе¹ предлагается рассматривать больше уровней воздействия. Так, Фардис предлагал рассматривать три уровня нагрузки [1]: слабые землетрясения, умеренные землетрясения и сильные землетрясения. А Еврокод², в частности нормы Франции и Ита-

¹ Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» (18A00716). Ministero delle infrastrutture e dei trasporti. Decreto 17 gennaio 2018 // Supplemento ordinario alla «Gazzetta Ufficiale» n. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale. N. 8. 372 p.

² Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. EN 1998 — 1:2003 (E), part 2, p. 15.

лии³, рассматривают в настоящее время четыре предельных состояния. В России до настоящего времени многоуровневый подход применяется только в рамках анализа сейсмостойкости уникальных сооружений, когда для них разрабатываются специальные технические условия, а нормативные документы ориентируются на расчет для сильных воздействий, т. е. для МРЗ.

Переход на многоуровневое проектирование требует аккуратной проработки целого ряда вопросов. К ним относятся, прежде всего, задание уровня расчетных воздействий и определение предельных состояний. Кроме того, необходима разработка методов, которые позволяют оценить возможность перехода конструкции в предельное состояние. Вопросы нормирования указанных положений рассматриваются в настоящей статье.

Задание расчетного воздействия

Обратимся, прежде всего, к заданию расчетного воздействия. В качестве примера рассмотрим решение этого вопроса в Еврокоде⁴, и, в частности, в нормах Италии⁵.

Следует обратить внимание, что изложенный подход вообще не регламентирует уровни воздействия, а только его повторяемость. Это в большой мере связано с тем, что в Европе до настоящего времени нет инструментальной части шкалы балльности.

До последнего времени в качестве инструментальных характеристик силы землетрясения выступали, прежде всего, PGA (peak ground accelerations), т. е. максимальные ускорения грунта, а также использовались пиковые скорости и смещения. Как известно, впервые величину PGA для 9-балльных землетрясений определил японский ученый Омори в 1900 г. [2] и задал ее как 1 м/с^2 . И это привело к целому ряду противоречий в теории сейсмостойкости. Здания, которые были запроектированы на 1 м/с^2 , удовлетворительно переносили сильные землетрясения, хотя имели повреждения. А фактические ускорения впервые замерил японский ученый Сюэхи-ро при 9-балльном землетрясении Мино-Овари

(1891 г.), а позже были записи, сделанные береговой службой США. При этом оказалось, что пиковые ускорения в 4 и более раза больше расчетных. И уже в инструментальную часть шкалы балльности MSK-64 вошло $\text{PGA} = 4 \text{ м/с}^2$, но проектировать по существовавшей в то время методике на ускорение 4 м/с^2 было невозможно, все сооружения превратились бы в бомбоубежища. Поэтому в нормативные формулы для расчета сейсмической нагрузки хотя и ввели $\text{PGA} = 4 \text{ м/с}^2$, дополнительно ввели коэффициент K_1 , равный 0,25, так что расчет не изменился. Но формально в нем учитывалось уже 4 м/с^2 .

Как оказалось в дальнейшем, фактическое ускорение при землетрясениях было больше, чем 4 м/с^2 . Например, Ташкентское землетрясение (1966 г.) имело пиковое ускорение около 8 м/с^2 , Газли (1976, 1984 г.) — около 9 м/с^2 , на Табаском землетрясении (1978 г.) ускорения превосходили g , т. е. достигали 10 м/с^2 . Такая ситуация вызвала бурную дискуссию в Европе, и специалисты не пришли к единому мнению о величине PGA. В результате в европейской шкале балльности не оказалось инструментальной части. С нашей точки зрения это связано с тем, что ускорения очень плохо характеризуют силу сейсмического воздействия. Это детально описано в литературе. Землетрясения в Бухаресте (1977 г.) и Мехико (1985 г.) имели ускорения всего 2 м/с^2 , но привели к гибели людей и большому объему разрушений. В то же время от местной вибрации, например, от прохода поезда или машин возникает подпрыгивание камушков, т. е. это значит, что на высоких частотах ускорения превышают g . Вот именно по этой причине разработчики Еврокода остановились на нормировании повторяемости, передав выбор ускорений инженеру. Примером такого подхода может служить нормативный документ Италии⁶ (рис. 1), разработанный в развитие Еврокода.

В настоящее время в России вышла новая шкала балльности⁷ [3], где есть инструментальная часть. Эта инструментальная часть достаточно хорошо обоснована, и пиковое ускорение в новой шкале для сильных воздействий намного выше, чем принято в СП для расчета

³ Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» (18A00716).

⁴ Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. EN 1998 — 1:2003 (E), part 2, p. 15.

⁵ Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» (18A00716).

⁶ Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» (18A00716).

⁷ ГОСТ Р 57546–2017. Землетрясения. Шкала сейсмической интенсивности.

NTC – DESIGN EARTHQUAKE

Рис. 1. Определение расчетных значений PGA по нормам Италии

сейсмостойкости сооружений. В частности, для 9-балльных воздействий по ГОСТ $PGA = 7,5 \text{ м/с}^2$ вместо 4 м/с^2 СП. Это вызывает отрицательную реакцию проектировщиков, которые не хотят принимать новую шкалу балльности, хотя она отражает объективную реальность. Действительно, многие известные землетрясения имели намного большие ускорения, чем 4 м/с^2 , о чем уже говорилось ранее. Однако вопрос задания уровня расчетного воздействия в увязке с новой шкалой балльности можно достаточно успешно решить. Для этого необходимо уйти от нормирования балла, сохранив нормирование повторяемости воздействий T в соответствии с картами ОСР. В настоящее время мы имеем три карты сейсмического районирования, а в перспективе следует иметь шесть карт [4]. При выборе карты, например, карты А мы говорим, что повторяемость воздействия составляет 10 % за 50 лет, т. е. повторяемость воздействия $T = 500$ лет. Исходя из этой повторяемости и с учетом повторяемости землетрясения другой силы, можно определить расчетную балльность и расчетное ускоре-

ние на площадке. Расчетный балл I определяется по формуле

$$I = 1 \frac{\log T - b}{a}, \quad (1)$$

где a и b — константы, характеризующие сейсмическую опасность площадки строительства [5].

При использовании формулы (1) расчетный балл получается дробным. Величина PGA вычисляется для полученного значения балла по формуле, имеющейся в ГОСТ:

$$PGA = 10^{\frac{I - 1,89}{2,5}}. \quad (2)$$

Соответствующая методика приведена в [6] и уточнена автором в [7]. Указанная методика предусматривает использование ускорений действующей шкалы балльности. Пример расчетных ускорений для регионов с различной ситуационной сейсмичностью приведен в табл. 1.

Таким образом, задание воздействия, так же, как и по действующим СП, начинается с назначения карты, по которой ведется проектирование. Карта назначается так же, как рекомендовано в СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмиче-

Таблица 1

Зависимость пикового ускорения от ситуационной сейсмичности и повторяемости воздействий

Ситуационная сейсмичность	Повторяемость воздействия, годы					
	50	100	500	1000	2500	5000
6–6–7	0,045	0,064	0,196	0,338	0,706	1,237
6–7–8	0,067	0,105	0,358	0,626	1,313	2,293
7–7–8	0,085	0,138	0,488	0,854	1,789	3,118
7–8–9	0,146	0,249	0,907	1,587	3,308	5,738
8–8–9	0,196	0,338	1,237	2,161	4,490	7,768
8–8–10	0,246	0,459	1,685	2,938	6,085	10,502
	ПЗ		УЗ*	МРЗ		

* УЗ — умеренные землетрясения.

ских районах», т. е. заказчиком по представлению проектировщика. Однако при многоуровневом проектировании возникает необходимость большей детализации карт [4], и заказчик должен решать вопрос, как часто он может допускать нарушение нормальной эксплуатации (например, раз в 100 лет (ПЗ)), возникновение повреждений, не ведущих к длительной остановке объекта (например, раз в 500 лет (УЗ)), и разрушение объекта (например, раз в 1000 лет (МРЗ)). Эта повторяемость представляет собой исходную информацию для многоуровневого проектирования, и ориентировкой для ее применения могут быть приведенные выше нормы Италии.

Отметим, что изложенный подход существенно уточняет уровень воздействия за счет учета не одной, а всех карт ОСР для рассматриваемой площадки строительства. В табл. 2 приведены

значения расчетного балла и PGA для трех регионов с ситуационной сейсмичностью 8–9–9, 8–9–10 и 9–9–10. При проектировании по карте В все три региона имеют по СП 14.13330.2014 одинаковый уровень сейсмической нагрузки. Учет же полной ситуации о сейсмической опасности изменяет эту нагрузку.

Таким образом, первая задача многоуровневого проектирования — задание расчетного уровня сейсмического воздействия — решается достаточно легко.

Как отмечалось в литературе, эти пиковые ускорения можно откорректировать с учетом преобладающего периода воздействия, поскольку шкала балльности построена для периодов в диапазоне 0,3–0,5 с. Если мы рассчитываем более длиннопериодные сооружения и хотим подобрать длиннопериодные воздействия, то мы должны снижать ускорения в соответствии с преобладающим периодом. Соответствующие поправки даны в работах [6, 8].

Задание предельного состояния

В расчетах на проектное землетрясение вопросы задания предельного состояния для обычных сооружений не возникают, сооружения работают упруго, и выход за пределы упругости можно рассматривать как предельное состояние. При рассмотрении отдельных видов сооружений возникают дополнительные требования к работе при ПЗ, такие как исключение паники у людей, работоспособность оборудования, крепеж отдельных предметов и т. п.

В расчетах на действие УЗ и МРЗ система выходит за пределы упругости, и существенной

Таблица 2

Зависимость расчетного балла и PGA от ситуационной сейсмичности

Ситуационная сейсмичность	Повторяемость воздействия, годы	Расчетный балл	PGA
8–9–9	100 лет (ПЗ)	6,401	0,459
	500 лет (УЗ)	7,799	1,685
	1000 лет (МРЗ)	8,401	2,938
8–9–10	100 лет (ПЗ)	6,734	0,626
	500 лет (УЗ)	8,132	2,293
	1000 лет (МРЗ)	8,734	3,989
9–9–10	100 лет (ПЗ)	7,068	0,854
	500 лет (УЗ)	8,465	3,118
	1000 лет (МРЗ)	9,068	5,411

становится модель накопления повреждений. В настоящее время именно эта модель вызывает определенные трудности.

По нашему мнению, все диаграммы деформирования и соответствующие им модели накопления повреждений можно разбить на две группы:

- упругопластические системы;
- системы с деградирующей жесткостью.

Упругопластическая система при нагружении переходит в пластический режим, а при разгрузке становится упругой и не меняет своей жесткости. У систем с деградирующей жесткостью вследствие трещинообразования жесткость падает, а демпфирование возрастает с накоплением повреждений. После разгрузки жесткость системы остается сниженной.

Для упругопластических систем критерием предельного состояния может быть работа сил пластического деформирования. Если она превысит работу монотонного разрушения сооружения, то возможны малоцикловая усталость или прогрессивное обрушение сооружения. Такой критерий возникновения предельного состояния называют критерием по энергоемкости.

Для систем с деградирующей жесткостью критерием возникновения предельного состояния может служить коэффициент повреждаемости k , введенный профессором Л. М. Качановым [9] и использованный в работах академика РАН Ю. Н. Работнова [10]. Предельное состояние — обрушение конструкции — будет иметь место при $k = 1$.

Несколько сложнее задать предельное состояние для УЗ. Для этого необходимо установить связь эксплуатационной пригодности объекта в зависимости от коэффициента повреждаемости или работы сил пластического деформирования. Задача несколько упрощается при использовании сооружений с заданными параметрами предельных состояний. Возникающие при этом упрощения будут рассмотрены ниже.

Методы оценки сейсмостойкости сооружений

В настоящее время можно выделить три метода расчета на сейсмические воздействия:

- линейно-спектральный метод (ЛСМ);
- динамический расчет по акселерограмме землетрясений;
- расчет энергоемкости.

Иногда приходится встречаться с ошибочными утверждениями, что ЛСМ расчета годится для расчета на ПЗ, а расчет по акселерограммам — для МРЗ. Эти утверждения абсолютно неверны. По ЛСМ и по акселерограммам можно рассчитывать и сильные, и слабые землетрясения.

Обратимся, во-первых, к расчету на слабые воздействия. Он проще. В расчете по ЛСМ по каждой форме колебаний определяются сейсмические силы в зависимости от периода по этой форме. Линейно-спектральная методика строго применима к расчету упругих систем, но у нас в нормах задаются значения PGA для МРЗ, а мы считаем на ПЗ. Значит, у нас должен появиться коэффициент перехода от МРЗ к ПЗ. Назовем его $K_{ПЗ}$. Формула для сейсмической нагрузки s_{ij} на массу m_i по форме j при этом примет вид

$$s_{ij} = AK_{ПЗ}m_i\beta(T_j)\eta_{ij}K_{\Psi}. \quad (3)$$

Линейно-спектральная методика годится для всех упругих систем, но иногда приходится делать расчет и по акселерограммам землетрясения. Это относится, прежде всего, к системам с сейсмоизоляцией с нелинейными опорами, например к зданиям на опорах А. В. Курзанова или Ю. Д. Черепинского, описанным в [11]. Эти системы характерны тем, что у них нет собственных периодов колебаний, и, следовательно, невозможно вычислить $\beta(T_j)$. Поэтому для таких систем в принципе нельзя применить линейно-спектральную методику, и возникает необходимость считать по акселерограммам землетрясений. Акселерограммы нужно задавать исходя из того, что это частые землетрясения, которые могут быть в этом регионе исходя из уровня ПЗ, который мы ранее определили. Что касается выбора самой акселерограммы, это специальный вопрос, который неоднократно поднимался в литературе и выходит за рамки настоящей статьи.

При переходе к расчету на МРЗ также может быть использован ЛСМ, но базовым при этом является расчет по перемещениям. Мы должны ограничить перемещение предельными разрушающими усилиями, но формально эту запись можно заменить условным расчетом на упругие перемещения [12], т. е. вычисляем, грубо говоря, упругие перемещения и утверждаем, что пластические нелинейные перемещения системы с повреждениями могут быть больше упругих в определенное число раз. При этом мы исходим

из того, что знаем априори, во сколько раз можно превысить упругие смещения, и для чего используем коэффициент K_1 , который называется коэффициентом предельных состояний, или коэффициентом редукиции. Опыт прошлых землетрясений показал, что $K_1 \approx 0,25$. По мере накопления этого опыта мы дифференцируем коэффициент K_1 . Так, для панельных зданий он несколько меньше этой величины, для металлических конструкций — в два раза меньше. Это такой эмпирический коэффициент, который показывает, во сколько раз мы можем превысить упругие смещения. Расчетные формулы СП, действующих сейчас в России, приводят для сейсмических сил формулу

$$s_{ij} = AK_1 m_i \beta(T_j) \eta_{ij} K_{\Psi}. \quad (4)$$

Конечно, если мы рассчитываем новую конструкцию, да еще повышенной ответственности, оценки спектрального расчета очень грубы. Поэтому мы вынуждены переходить на расчеты по акселерограммам землетрясений.

Когда мы делаем расчет для умеренных землетрясений, то в формуле должны появиться оба коэффициента — $K_{ПЗ}$ и K_1 . $K_{ПЗ}$ показывает, во сколько раз отличается расчетное землетрясение от максимального. Если $K_{ПЗ} = 4$, то умеренное землетрясение может отличаться от максимального в 2–3 раза, как получится по расчетам повторяемости. При этом предельные перемещения можем сделать поменьше. Если говорить, что они в 4 раза больше допустимой величины, то это означает, что еще немного и все разрушится. Это расчет на сильные воздействия.

Когда мы делаем расчет для УЗ, необходимо взять умеренное по силе землетрясение и допустить определенные повреждения конструкции. При этом вместо одного коэффициента K_1 появятся коэффициенты $K_{УЗ}$ и $K_1^{(УЗ)}$. Первый коэффициент регулирует PGA, а второй — предельные смещения. То есть вместо формулы (3) и (4) появится формула

$$s_{ij} = AK_{УЗ} K_1^{(УЗ)} m_i \beta(T_j) \eta_{ij} K_{\Psi}. \quad (5)$$

Расчеты по акселерограммам землетрясения можно проводить при анализе сейсмостойкости от действия как сильных, так и слабых землетрясений. Ряд объектов даже при слабых воздействиях нужно рассчитывать по акселерограммам. Это существенно нелинейные объекты, у которых нет собственных периодов колебаний.

При выборе расчетных акселерограмм для расчета на ПЗ основной характеристикой расчетной акселерограммы является PGA, т. е. мы должны выбрать резонансные акселерограммы с максимальным PGA. Вообще говоря, могут существовать площадки, где не может быть, например, длиннопериодных воздействий. Это можно учесть, если сейсмологи гарантируют такую ситуацию. Если гарантии нет, то следует выбирать резонансное воздействие и по возможности большое PGA.

Другая важная характеристика — это коэффициент гармоничности κ , определяющийся по формуле

$$\kappa = \frac{\ddot{y}_0^{(\max)} y_0^{(\max)}}{\left(\dot{y}_0^{(\max)}\right)^2}. \quad (6)$$

Когда сгенерируется акселерограмма, коэффициент гармоничности не дает сгенерировать всю энергию на одну частоту. В американских нормах эта величина равна 5, а в исследованиях российских специалистов и в совместных работах российских и китайских специалистов показано, что она вообще может быть меньше, и зависит от преобладающего периода воздействия: чем выше частота преобладающего воздействия, тем больше этот коэффициент, он может быть не 5, а для таких землетрясений, как Газли и Табас, может доходить до 10. Величина 5 характерна для калифорнийских землетрясений с преобладающим периодом 0,3–0,5 с. А вот для таких землетрясений, как Бухарест и Мехико, коэффициент гармоничности доходит до 1,2–1,5.

При переходе на умеренные и сильные землетрясения важным становится коэффициент предельных состояний, т. е. энергетические характеристики воздействия. А при расчете на МРЗ нас интересуют разрушения сооружения. Чтобы разрушить сооружения, нужно совершить работу, а для этого нужно иметь энергию. В качестве энергетических характеристик сейчас наиболее часто используется либо интенсивность по Ариесу, либо абсолютная кумулятивная скорость [13].

Но возможно использование других характеристик. Например, спектры работ сил пластического деформирования, которые показывают, какую работу может совершить землетрясение. Если эта работа больше, чем работа сил моно-

тонного разрушения, то землетрясение будет весьма опасным и разрушительным. В противном случае, скорее всего, разрушений не будет. Но этот критерий хорош для упругопластических систем. Если использовать модель накопления повреждений с деградирующей жесткостью, то можно предложить спектры повреждаемости. Под повреждаемостью мы понимаем степень развития трещины. Впервые понятие повреждаемости было введено Качановым и Работновым, но к инженерному виду это понятие приведено в работах Кирикова и Аманкулова [14]. Повреждаемость зависит от максимальной за историю нагружения перемещения и линейно растет с увеличением этого перемещения. Такая модель достаточно хорошо описывает бетонные и железобетонные конструкции.

Далее рассмотрим спектр повреждаемости землетрясений в Фукусиме (2011 г.) (рис. 2) и Нортридже (1994 г.) (рис. 3).

Все-таки определяющими для умеренных землетрясений являются энергетические характеристики, т. е. речь идет об определенных повреждениях, чтобы эти повреждения возникли, нужно совершить соответствующую работу. А что касается систем с деградирующей жесткостью, то можно сказать, насколько упадет жесткость — допустим, на 20–30 %.

Для каждой из рассмотренных моделей могут использоваться различные модификации. Например, к числу упругопластических моделей можно отнести модель Прандтля, модель Прандтля с упрочнением, модель Рамберга–Осгуда и др. Модели с накоплением повреждений также могут использовать разные гипотезы

Рис. 2. Спектр повреждаемости Фукусимского землетрясения

Спектры показателя повреждаемости

1. Коэффициент затухания 0.05, условный коэффициент трения 0.25 (gamma_1)
максимальное значение показателя повреждаемости 1.0000 при периоде 0.10	3. Коэффициент затухания 0.15, условный коэффициент трения 0.25 (gamma_3)
максимальное значение показателя повреждаемости 1.0000 при периоде 0.44
2. Коэффициент затухания 0.10, условный коэффициент трения 0.25 (gamma_2)
максимальное значение показателя повреждаемости 1.0000 при периоде 0.18	4. Коэффициент затухания 0.20, условный коэффициент трения 0.25 (gamma_4)
максимальное значение показателя повреждаемости 1.0000 при периоде 0.45

Рис. 3. Спектр повреждаемости для землетрясения в Нортридже (район г. Лос-Анджелеса, США)

в зависимости от повреждаемости и от истории нагружения. Основная проблема, которая возникала в начале разработки методов, заключалась в том, что система имеет много элементов. При конечноэлементных расчетах — это тысячи и десятки тысяч элементов. После каждого шага интегрирования возникает необходимость проверять состояние каждого из элементов, и если какой-то элемент меняет свое свойство или переходит в предельное состояние, нужно перестраивать всю матрицу жесткости системы. Эти расчеты требуют огромных затрат машинного времени и очень трудно поддаются анализу. На практике вопрос решается при переходе на конструкции с заданными параметрами предельных состояний. В этом случае в конструкции предусматриваются и заведомо проектируются слабые места, так чтобы вся конструкция продолжала

работать упруго, и можно было проанализировать поведение только ограниченного, небольшого числа элементов. Эти элементы можно испытать, для чего нужно задать вполне реальные диаграммы деформирования. Можно сделать эти элементы упругопластическими, а можно с деградирующей жесткостью. Их легко заложить в расчеты и легко учитывать, и вопрос моделирования сооружения предельных состояний значительно облегчится.

Рассмотрим пример расчета опор подпорной стены на сейсмические воздействия (рис. 4).

В результате сейсмического воздействия имеет место смещение устоя по подошве фундамента. Первоначально, при слабых воздействиях, устой смещается только за счет упругой податливости основания. При этом по подошве фундамента действует сдвигающая сила от сил инер-

Рис. 4. Конструкция подпорной стены

ции устоя и бокового сейсмического давления грунта. Силы инерции обусловлены действием ПЗ, а давление грунта описывается формулой Рухадзе [15] в предположении отсутствия подвижек в основании устоя. С ростом силы землетрясения предполагается возможность пластических подвижек по подошве фундамента, но при отсутствии оползания засыпки по поверхности обрушения. В этом случае силы инерции возрастают в соответствии с уровнем ускорений УЗ, а характер бокового давления грунта меняется со смещением пика давления из верхней зоны засыпки к середине. Соответствующая формула эпюры давления получена А. С. Гехманом [16]. Наконец, при МРЗ предполагается возникновение области обрушения грунта и сдвиг подпорной стенки. Боковое давление при этом оценивается по формуле Ш. Г. Напетваридзе [16].

Зададимся в нашем примере районом строительства с ситуационной сейсмичностью $I_A = 8$, $I_B = 9$, $I_C = 9$ (район Сочи). Повторяемость ПЗ примем равной 100 годам, повторяемость УЗ — 500 годам, а повторяемость МРЗ — 2000 лет.

Предварительно был сделан расчет подпорной стены по ЛСМ на условное воздействие с

$PGA = 1 \text{ м/с}^2$. Отметим, что период колебаний стены составил 0,108 с, а модальное затухание по первой форме $\gamma = 0,227$. Последнее обусловлено большим оттоком энергии в основание. Перерезывающая сила при этом составила 23,14 кН/м. Определение расчетного балла и соответствующего ему значения PGA выполнено по методике и программе, описанных в [17]. При этом за основу принята новая шкала балльности [3] (табл. 3).

Полученные усилия от инерционной сейсмической нагрузки сочетались с усилиями от бокового давления грунта.

Давление в грунте устоев при расчете на действие ПЗ определено по формуле Рухадзе [15]:

$$q_{cRuh} = AK_1 \gamma_1 H \left[1 - \frac{h}{4H} \left(3 - 9 \frac{h}{H} + 10 \frac{h^2}{H^2} \right) \right]. \quad (7)$$

Равнодействующее давление на единицу ширины стенки

$$E_{cRuh} = 0,75 AK_1 \gamma_1 H^2. \quad (8)$$

Давление в грунте устоев при расчете на действие УЗ определено по формуле Гехмана [16]:

$$q_{cGeh}(h) = 2AK_1 \gamma_1 h \text{ при } h \leq \frac{H}{2}, \quad (9)$$

$$q_{cGeh}(h) = 2AK_1 \gamma_1 (H - h) \text{ при } h > \frac{H}{2}. \quad (10)$$

Равнодействующее давление на единицу ширины стенки

$$E_{cGeh} = 0,5 AK_1 \gamma_1 H^2. \quad (11)$$

Давление в грунте устоев при расчете на действие МРЗ определено по формуле Напетваридзе [16]:

$$q_{cNap} = AK_1 \tan(\varphi) \gamma_1 h. \quad (12)$$

Равнодействующее давление на единицу ширины стенки

$$E_{cNap} = AK_1 \tan(\varphi) \gamma_1 H. \quad (13)$$

Эпюра давлений показана на рис. 5.

Соответственно сейсмические силы в грунте для ПЗ, УЗ и МРЗ составляют

Таблица 3

Расчет поперечной силы по подошве фундамента от сил инерции

Землетрясение	Повторяемость, годы	Расчетная балльность	PGA, м/с ²	Момент по подошве стенки, кН · м/м		Перерезывающая сила по подошве стенки Q, кН/м	
				от PGA = 1 м/с ²	от расчетного PGA	от PGA = 1 м/с ²	от расчетного PGA
ПЗ	100	6,4	0,62	1,095	0,679	23,144	14,25
УЗ	500	7,8	2,26	47,381	107,081	23,144	52,29
МРЗ	2000	9	6,83	93,668	639,752	23,144	158,04

$$S_{Ruh} = Q + E_{cRuh} = 248,835 \text{ мм};$$

$$S_{Geh} = Q + E_{cGeh} = 278,175 \text{ мм};$$

$$S_{Nap} = Q + E_{cNap} = 1159 \text{ мм}.$$

По полученным нагрузкам необходимо оценить предельные состояния, которые должны быть заданы различными для ПЗ, УЗ и МРЗ. Проверки при МРЗ хорошо описаны в [18]: при МРЗ допускается отрыв 1/3 части фундамента от основания. При этом требуется, чтобы:

- отсутствовал плоский сдвиг по подошве фундамента;
- эксцентриситет нагрузки не превышал 1/3 ширины фундамента;
- нормальная нагрузка не превышала предельную нагрузку, вызывающую выпор грунта под фундаментом;
- предельное напряжение под краем фундамента с учетом отрыва не превосходило максимально допустимого.

Для проектного землетрясения представляется целесообразным исключить растяжение под фундаментом, иначе будет возникать отрыв части грунта под фундаментом, который хотя и не должен приводить к сдвигу или повреждению фундамента, но будет вызывать уплотнение или разуплотнение грунта под краями фундамента, которое представляется опасным для эксплуатации. Эти условия обеспечиваются ограничением эксцентриситета e . В первом случае для ПЗ равнодействующая давления должна находиться

в ядре сечения, т. е. $e < b/6$, где $b = 3 \text{ м}$ — ширина фундамента. При расчете на действие МРЗ величина e ограничивается величиной $e < b/3$. Вопрос ограничения эксцентриситета при УЗ пока не исследован. Понятно, что должно выполняться условие $b/6 < e < b/3$. Ниже мы использовали условие $e < b/4$.

В табл. 4 приведены результаты анализа эксцентриситета нагрузки, действующей на фундамент.

Результаты анализа эксцентриситета показывают, что фундамент удовлетворительно переносит нагрузки в случае ПЗ и требует усиления с точки зрения сильных воздействий для УЗ и МРЗ, так как запас прочности при УЗ и МРЗ меньше 1.

Анализ горизонтальной нагрузки на фундамент (табл. 5) показывает возможность плоского сдвига при всех уровнях нагрузки. При ПЗ поперечная сила от сил инерции невелика, однако давление грунта, вычисленное по формуле Рухадзе, весьма значительно. При смещении стенки давление на нее падает, но инерционные нагрузки возрастают.

Приведенные результаты показывают, что условие равновесия при действии ПЗ не удовлетворяется, и при этом будет происходить подвижка устоя, потому что сдвигающие нагрузки превосходят несущую способность фундамента по грунту. Это связано с большой величиной сейсмического давления грунта на жесткую стенку.

При УЗ и МРЗ также происходят подвижки, но они допустимы при таких воздействиях. Необходимо лишь ограничивать величину этих подвижек. Чтобы оценить сейсмостойкость по величине подвижки, нужно обратиться к графику несущей способности рассматриваемой конструкции, который представлен на рис. 6.

Рассматриваемый график имеет три участка: упругий участок АВ, участок изменения жесткости системы ВС (называемый в зарубежной литературе участком потери статической неопределенности) и участок сдвига ОА, где при постоянной силе растет смещение. Особенностью этой конструкции является то, что участок потери статической неопределенности связан не с повышением несущей способности конструкции, а ее понижением, поскольку с ростом перемещений падают угол внутреннего трения

Рис. 5. Эпюра давлений ПЗ, УЗ и МРЗ

Таблица 4

Анализ эксцентриситета нагрузки на фундамент сооружения

Суммарный момент по подошве фундамента M , кН · м/м	N , кН/м	$e = M/N$	Допустимая величина эксцентриситета, м	Запас прочности
34,309	192	0,179	$b/6 = 0,5$	2,79
211,68	192	1,103	$b/4 = 0,75$	0,68
850,52	192	4,43	$b/3 = 1$	0,23

и несущая способность грунта. На участке ОА мы видим диаграмму давления грунта на стенку в соответствии с формулой Рухадзе, чем и обусловлена большая нагрузка на конструкцию. На втором участке, когда начинаются подвижки, эпюра давлений перестраивается и принимает форму, описанную А. В. Гехманом. Наконец, когда началась подвижка устоя, т. е. образовалась поверхность скольжения, на устой действует нагрузка, рассчитываемая по формуле Ш. Г. Напетваридзе.

Точка А соответствует упругой работе стенки. Если следовать значению $K_1 = 0,25$ по действующему СП, то предельные смещения при МРЗ могут быть в 4 раза больше упругих. Точка разрушения С показана на рисунке в конце площадки текучести. Расчетные значения нагрузки, по-

Таблица 5

Анализ горизонтальной нагрузки на фундамент

Вид нагрузки	F_{sa}	Q	Запас прочности
ПЗ	119,521	254,25	0,446
УЗ	113,452	212,29	0,534
МРЗ	102,341	238,04	0,43

лученные в предположении упругой работы сооружения, являются, как известно, условными. Точки на оси смещений, полученные в соответствии с условными нагрузками, характеризуют смещения при УЗ и МРЗ. Исходя из этих смещений можно утверждать, что устой при УЗ и МРЗ должен иметь смещения в пределах допустимых.

Рис. 6. График несущей способности конструкции

Заключение

Материалы статьи показывают пути перехода от нормативных расчетов на действие МРЗ к многоуровневому проектированию зданий и сооружений. При этом в качестве исходной информации следует задавать допустимую повторяемость возникновения предельных состояний. По этой допустимой вероятности подбирается расчетное воздействие и для него проводятся расчеты сооружения, так чтобы исключить рассматриваемое предельное состояние. Каждый расчет предполагает свою расчетную схему. Так, в рассмотренном примере для ПЗ, УЗ и МРЗ приняты разные модели бокового давления грунта на стенку устоя.

В выполненном в статье примере оказалось, что ограничивать размер фундамента подпорной стенки в данном случае будет расчет на действие ПЗ, а соответствующее усиление фундамента должно исключать подвижку устоя при расчетном землетрясении. При УЗ и МРЗ устой будет сдвигаться, но величина расчетной подвижки не будет превосходить допустимые значения.

Библиографический список

1. Fardis M. N. Code developments in earthquake engineering. Published by Elsevier Science Ltd. 12th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 845, 2002.
2. Omori F. Seismic Experiments on the Fracturing and Overturning of Columns. Publ. Earthquake Invest. Comm. in Foreign Languages, № 4. Tokyo, 1900.
3. Антикаев Ф. Ф. Инструментальная шкала сейсмической интенсивности. М.: Наука и образование, 2012. 176 с.
4. Уломов В. И., Богданов М. И. Новый комплект карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации (ОСР-2012) // Инженерные изыскания. 2013. № 8. С. 30–39.
5. Ризниченко Ю. В., Сейдузова С. С., Пронишин Р. С. и др. Сейсмическая сотрясаемость территории СССР / под ред. Ю. В. Ризниченко. М.: Наука, 1979. 192 с.
6. Арещенко Т. С., Прокопович С. В., Сабирова О. Б., Фролова Е. Д. Задание уровня сейсмического воздействия для оценки сейсмостойкости сооружений при многоуровневом проектировании // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. 2018. № 4 (35). С. 25–27.
7. Назарова Ш. Ш., Уздин А. М. Задание пиковых ускорений для многоуровневого проектирования

сейсмостойких конструкций // Вопросы инженерной сейсмологии. 2019. Т. 46, № 3. С. 123–136. URL: <https://doi.org/10.21455/VIS2019.3-8>.

8. Долгая А. А. Моделирование сейсмического воздействия коротким временным процессом // Э-И. ВНИИТПИ. 1994. Сер. «Сейсмостойкое строительство». Вып. 5–6. С. 56–63.

9. Качанов Л. М. Основы механики разрушения. М.: Наука, 1974. 312 с.

10. Работнов Ю. Н. Введение в механику разрушения. М.: Наука, 1987. 80 с.

11. Уздин А. М., Елизаров С. В., Белаиш Т. А. Сейсмостойкие конструкции транспортных зданий и сооружений. М.: ФГОУ «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте», 2012. 501 с.

12. Benin A. V., Nesterova O. P., Sibul G. A., Uzdin A. M. Estimating the reduction factor from the positions of limit structure displacement // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. 2018. № 4 (35). С. 18–20.

13. Богданова М. А., Нестерова О. П., Никонова Н. В., Ткаченко А. С., Уздин А. М., Рахманова М., Азаев Т. М., Зайнулабидова Х. Р. Числовые характеристики сейсмических воздействий // Наука и мир. 2017. № 1 (3). С. 49–55.

14. Кириков Б. А., Аманкулов Т. Исследование поведения одномассовой системы с нелинейностью гистерезисного типа при сейсмическом воздействии // Сейсмостойкое строительство. 1980. Вып. 8. С. 16–23.

15. Карцивадзе Г. Н. Сейсмостойкость дорожных искусственных сооружений. М.: Транспорт, 1974. 264 с.

16. Напетваридзе Ш. Г., Гехман А. С., Спиридонов В. В. и др. Сейсмостойкость магистральных трубопроводов и специальных сооружений нефтяной и газовой промышленности / отв. ред. О. А. Савинов. М.: Наука, 1980. 172 с.

17. Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ RU 2018664350. Программа определения пиковых ускорений сейсмического воздействия / А. М. Уздин, С. В. Прокопович, Т. С. Арещенко, Е. Д. Фролова, О. Б. Сабирова; ФГБОУ ВО «Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I». № 2018661425; зарег. 19.10.2018; опубл. 14.11.2018.

18. Ставницер Л. Р. Сейсмостойкость оснований и фундаментов. М.: АСВ, 2010. 447 с.

References

1. Fardis M. N. Code developments in earthquake engineering. Elsevier Science Ltd. Publ., Proc. of the 12-th

European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 845, 2002.

2. Omori F. *Seismic experiments on the fracturing and overturning of columns*. Earthquake Invest Publ. Comm. in Foreign Languages, no. 4, Tokyo, 1900.

3. Aptikaev F. F. *Instrumental'naya shkala seysmicheskoy intensivnosti* [Instrumental scale of seismic intensity]. Moscow, Nauka i obrazovanie Publ., 2012, 176 p.

4. Ulomov V. I., Bogdanov M. I. *Noviy kompleks kart obshchego seysmicheskogo rayonirovaniya territorii Rossiyskoy Federatsii (OSR-2012)* [New complex of maps of general seismic zoning of the territory of the Russian Federation (OSR-2012)]. *Inzhenernye izyskaniya – Engineering surveys*, 2013, no. 8, pp. 30–39.

5. Riznichenko Yu. V., et al. *Seysmicheskaya sotryasaemost' territorii SSSR* [Seismic shaking rate of the territory of the USSR]. Ed. by Riznichenko Yu. V. Moscow, Nauka Publ., 1979, 192 p.

6. Areshchenko T. S., Prokopovich S. V., Sabirova O. B., Frolova E. D. *Zadanie urovnya seysmicheskogo vozdeystviya dlya otsenki seysmostoykosti sooruzheniy pri mnogourovnevnom proektirovanii* [Setting the level of seismic impact for assessing the seismic resistance of structures in multi-level design]. *Prirodnye i tekhnogennye riski. Bezopasnost' sooruzheniy – Natural and man-made risks. Safety of structures*, 2018, no. 4, pp. 25–27.

7. Nazarova Sh. Sh., Uzdin A. M. *Zadanie pikovykh uskoreniy dlya mnogourovnevnogo proektirovaniya seysmostoykikh konstruktsey* [Setting parameters of peak accelerations for multi-level design of earthquake-resistant structures]. *Voprosy inzhenernoy seysmologii – Issues of engineering seismology*, 2019, vol. 46, no. 3, pp. 123–136. ISSN 0132-2826, <https://doi.org/10.21455/VIS2019.3-8>.

8. Dolgaya A. A. *Modelirovanie seysmicheskogo vozdeystviya korotkim vremennym protsessom* [Modeling of seismic impact by a short time process]. E-I. VNIINTPI Proceedings, ser. "Earthquake-resistant construction", 1994, iss. 5–6, pp. 56–63.

9. Kachanov L. M. *Osnovy mekhaniki razrusheniya* [Fundamentals of fracture mechanics]. Moscow, Nauka Publ., 1974, 312 p.

10. Robotnov Yu. N. *Vvedenie v mekhaniku razrusheniya* [Introduction to fracture mechanics]. Moscow, Nauka Publ., 1987, 80 p.

11. Uzdin A. M., Elizarov S. V., Belash T. A. *Seysmostoykie konstruktsey transportnykh zdaniy i sooruzheniy* [Earthquake-resistant structures of transport buildings and structures]. Moscow, Uchebno-metodicheskiy tsentr po obrazovaniyu na zheleznodorozhnom transporte Publ., 2012, 501 p.

12. Benina A. V., Nesterova O. P., Sibul G. A., Uzdin A. M. Estimating the reduction factor from the positions of limit structure displacement *Prirodnye i tekhnogennye riski. Bezopasnost' sooruzheniy – Natural and man-made risks. Safety of structures*, 2018, no. 4 (42), pp. 18–20.

13. Bogdanova, M. A., et al. *Chislavye kharakteristiki seysmicheskikh vozdeystviy* [Numerical characteristics of seismic impacts]. *Nauka i mir – Science and the world*, 2017, no. 1(3), pp. 49–55.

14. Kirikov B. A., Amankulov T. *Issledovanie povedeniya odnomassovoy sistemy s nelineynost'yu gisterezisnogo tipa pri seysmicheskom vozdeystvii* [Investigation of the behavior of a single-mass system with non-linearity of the hysteresis type under seismic action]. *Seysmostoykoe stroitel'stvo – Earthquake-resistant construction*, 1980, no. 8, pp. 16–23.

15. Kartsivadze G. N. *Seysmostoykost' dorozhnykh iskusstvennykh sooruzheniy* [Seismic stability of road artificial structures]. Moscow, Transport Publ., 1974, 264 p.

16. Napetvaridze Sh. G., et al. *Seysmostoykost' magistral'nykh truboprovodov i spetsial'nykh sooruzheniy neftyanoy i gazovoy promyshlennosti* [Seismic stability of main pipelines and special structures of the oil and gas industry]. Ed. by Savinov O. A. Moscow, Nauka Publ., 1980, 172 p.

17. Uzdin A. M., et al. *Programma opredeleniya pikovykh uskoreniy seysmicheskogo vozdeystviya* [Program for determining peak accelerations of seismic impact]. *Svidetel'stvo o gosudarstvennoy registratsii programmy dlya EVM no. 2018664350* [Certificate of state registration of the computer program no. 2018664350]. Registered 19.10.2018, publ. 14.11.2018.

18. Stavnitser L. R. *Seysmostoykost' osnovaniy i fundamentov* [Seismic stability of bases and foundations]. Moscow, ASV Publ., 2010, 447 p.