



СЕЙСМОСТОЙКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО БЕЗОПАСНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

ISSN 2618-9283

DOI 10.37153/2618-9283

EARTHQUAKE ENGINEERING. CONSTRUCTIONS SAFETY

02
2021

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ЖУРНАЛ
SCIENTIFIC AND TECHNICAL JOURNAL

www.seismoconstruction.ru

Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений **Научно-технический журнал**

«Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений» - сетевое научно-техническое рецензируемое издание, охватывающее весь спектр вопросов в области проектирования, строительства, эксплуатации объектов в сейсмически опасных районах России и стран СНГ.

Миссия журнала - развитие строительной науки в области сейсмостойкого строительства; публикация материалов и результатов фундаментальных исследований и достижений ученых, специалистов в области надежности и безопасности зданий и сооружений.

В журнале публикуются статьи по следующим научным специальностям и соответствующим им отраслям науки:

05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения (технические науки);

05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения (технические науки);

05.26.02 – Безопасность в чрезвычайных ситуациях (технические науки)

05.26.05 – Ядерная и радиационная безопасность (технические науки);

25.00.03 – Геотектоника и геодинамика (геолого-минералогические науки);

25.00.08 – Инженерная геология, мерзлотоведение и грунтоведение (геолого-минералогические науки).

Включен в утвержденный ВАК Минобрнауки России Перечень рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук. В действующем Перечне от 22.12.2020 г. года под номером 1972.

Журнал принимает к публикации: оригинальные статьи, обзоры, дискуссионные материалы, комментарии, рецензии, информационные материалы.

ISSN: 2618-9283 (online) **DOI:** 10.37153/2618-9283

Свидетельство о регистрации ЭЛ № ФС 77-72754 от 17.05.2018 года.

Зарегистрирован Федеральной службой по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций (Роскомнадзор).

Издатель – Российская Ассоциация по сейсмостойкому строительству и защите от природных и техногенных воздействий (РАСС).

Учредитель – А.А. Бубис.

Сайт сетевого издания: <http://seismoconstruction.ru>

Адрес издательства и редакции: 109428, город Москва, ул. 2-я Институтская, дом 6, строение 37.

Телефон: 8-499-174-75-82; 8-499-174-70-65. E-mail: info@raec.su

Периодичность: 6 раз в год

Даты выхода в свет: 25 февраля, 25 апреля, 25 июня, 25 августа, 25 октября, 25 декабря.

Earthquake Engineering. Constructions Safety **Scientific and technical journal**

«Earthquake engineering. Constructions Safety» is a network scientific and technical peer-reviewed publication covering the entire range of issues in the field of design, construction, and operation of facilities in seismically dangerous areas of Russia and the CIS countries.

The mission of the journal is to develop the science of earthquake-resistant construction; to publish materials and results of fundamental research and achievements of scientists in the field of reliability and safety of buildings and structures.

The journal publishes articles on the following scientific specialties and related branches of science:

05.23.01 – Construction structures, buildings and structures (technical Sciences);

05.23.02 – Foundations, underground structures (technical Sciences);

05.26.02 – Safety in emergency situations (technical Sciences);

05.26.05 – Nuclear and radiation safety (technical Sciences);

25.00.03 – Geotectonics and geodynamics (geological and mineralogical Sciences);

25.00.08 – Engineering Geology, permafrost and soil science (geological and mineralogical Sciences).

Included in the List of peer-reviewed scientific publications, where must be published basic scientific results of dissertations on competition of a scientific degree of candidate of Sciences, on competition of a scientific degree of the doctor of Sciences, approved by Supreme Attestation Commission (VAK) of the Ministry of education and science.

In the current List of 22.12.2020 listed under the 1972 number.

The journal accepts for publication: original articles, reviews, discussion materials, comments, reviews, informational materials.

ISSN: 2618-9283 (online) **DOI:** 10.37153/2618-9283

Certificate of registration EL № FS 77-72754 dated 17.05.2018. Registered by the Federal service for supervision of communications, information technologies and mass communications (Roskomnadzor).

Publisher: Russian Association for earthquake-resistant construction and protection from natural and man-made impacts (RAEE).

The Founder: A. A. Bubis.

Website of the online publication: <http://seismoconstruction.ru>

Address of the publishing house and editorial office: 109428, Moscow, ul. 2-ya Institutskaya, house 6, building 37. Phone: 8-499-174-75-82; 8-499-174-70-65. E-mail: info@raee.su

Frequency: 6 times a year. **Release dates:** February 25, April 25, June 25, August 25, October 25, December 25.

Главный редактор

Ведяков И. И., доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Заместитель главного редактора

Бубис А. А. (Москва, Российская Федерация)

Ответственный секретарь редколлегии

Смирнова Л. Н., кандидат технических наук (Москва, Российская Федерация)

Редакционная коллегия

Акулов Н.И., доктор геолого-минералогических наук (Иркутск, Российская Федерация)

Алешин А.С., доктор физико-математических наук (Москва, Российская Федерация)

Белаш Т.А., доктор технических наук, профессор (Санкт-Петербург, Российская Федерация)

Вада Акира, доктор, профессор (Токио, Япония)

Вознесенский Е.А., доктор геолого-минералогических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Гусев Б.В., доктор технических наук, профессор, член-корреспондент РАН (Москва, Российская Федерация)

Захаров В.С., доктор геолого-минералогических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Ильичев В.А., доктор технических наук, профессор, Академик РААСН (Москва, Российская Федерация)

Клементе Паоло, доктор, профессор (Рим, Италия)

Кривцов Ю.В., доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Лалин В.А., кандидат технических наук, профессор (Алматы, Республика Казахстан)

Немчинов Ю.И., доктор технических наук, профессор (Киев, Республика Украина)

Норузинежад Фарсанги Исан, доктор, профессор (Керман, Иран)

Павленко О.В., доктор физико-математических наук, (Москва, Российская Федерация)

Римшин В.И., доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Севостьянов В.В., кандидат геолого-минералогических наук (Москва, Российская Федерация)

Семенов В.А., доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Тонких Г.П., доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Тяпин А.Г., доктор технических наук

(Москва, Российская Федерация)

Уздин А.М., доктор технических наук, профессор

(Санкт-Петербург, Российская Федерация)

Хакимов Ш.А., кандидат технических наук, профессор (Ташкент, Республика Узбекистан)

Хачиян Э.Е., доктор технических наук, профессор (Ереван, Республика Армения)

Чеверев В.Г., доктор геолого-минералогических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

Чимелларо Джан Паоло, адъюнкт-профессор (Турин, Италия)

Эмри И., доктор, профессор

(Любляна, Республика Словения)

«EARTHQUAKE ENGINEERING. CONSTRUCTIONS SAFETY»

Editor-in-Chief

Vedyakov I.I., DSc, Professor, (Moscow, Russian Federation)

Deputy editor-in-Chief

Bubis A.A., (Moscow, Russian Federation)

Executive Secretary

Smirnova L.N., PhD (Moscow, Russian Federation)

Editorial board

Akulov N.I., DSc in Geology, Professor (Irkutsk, Russian Federation)

Aleshin A.S., DSc in Mathematics and Physics, Professor (Moscow, Russian Federation)

Belash T.A., DSc, Professor (Saint-Petersburg, Russian Federation)

Wada Akira, PhD, Professor Emeritus (Tokyo, Japan)

Voznesenskii E.A., DSc in Geology, Professor
(Moscow, Russian Federation)

Gusev B.V., DSc, Professor, Corresponding Member of the Russian Academy of Sciences (Moscow, Russian Federation)

Zakharov V.S., DSc in Geology, Professor (Moscow, Russian Federation)

Il'ichev V.A., DSc, Professor, Academician of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (Moscow, Russian Federation)

Clemente Paolo, PhD, Professor (Rome, Italy)

Krivtsov Yu.V., DSc, Professor (Moscow, Russian Federation)

Lapin V.A., PhD, Professor (Almaty, Republic of Kazakhstan)

Nemchinov Yu.I., DSc, Professor (Kiev, Ukraine)

Noroozinejad Farsangi Ehsan, PhD of Civil Engineering, Professor (Kerman, Iran)

Pavlenko O.V., DSc in Mathematics and Physics
(Moscow, Russian Federation)

Rimshin V.I., DSc, Professor (Moscow, Russian Federation)

Sevost'yanov V.V., PhD in Geology, Professor
(Moscow, Russian Federation)

Semenov V.A., DSc, Professor (Moscow, Russian Federation)

Tonkikh G.P., DSc, Professor (Moscow, Russian Federation)

Tyapin A.G., DSc (Moscow, Russian Federation)

Uzdin A.M., DSc, Professor (Saint-Petersburg, Russian Federation)

Khakimov Sh., PhD, Professor (Tashkent, Republic of Uzbekistan)

Khachiyan E.E., DSc, Professor (Yerevan, Republic of Armenia)

Cheverev V.G., DSc in Geology, Professor (Moscow, Russian Federation)

Cimellaro Gian Paolo, Associate Professor (Turin, Italy)

Emri Igor, PhD, Professor (Ljubljana, Republic of Slovenia)



**Александр Георгиевич Тяпин
(1957 – 2021)**

13 апреля 2021 года ушел из жизни Александр Георгиевич Тяпин

А.Г. Тяпин – выпускник специальности «Динамика и прочность машин» Московского энергетического института (1980), доктор технических наук. До 1992 года работал в МЭИ под руководством академика Болотина В.В. С 1992 года являлся сотрудником московского института АО «Атомэнергопроект». До последнего времени занимал должность Главного специалиста БКП-2 АЭП АО «Атомэнергопроект». А.Г. Тяпин – специалист по динамическому взаимодействию сооружений с грунтовым основанием при сейсмических воздействиях. Проводил расчеты проектируемых российских АЭС в Иране, Болгарии, Турции, Индии, Бангладеш.

Александр Георгиевич – автор нескольких монографий и почти 300 научных публикаций, в том числе, в журналах США, Европы и Японии, постоянный участник самых статусных международных отраслевых конференций. А.Г. Тяпин был членом Международной ассоциации IASMiRT, принимал участие в работе научных комитетов ряда конференции, в частности, на протяжении ряда лет - в подготовке и проведении Российской национальной конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию. К нашему глубочайшему сожалению, очередная конференция теперь пройдет без него, и это невосполнимая утрата.

Александр Георгиевич Тяпин был уважаемым членом редколлегии журнала «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений», ответственным рецензентом, ученым, к которому всегда можно было обратиться за консультацией и разъяснением. За годы научной деятельности в нашем журнале им было опубликовано около сотни статей, каждая из которых, без преувеличения, была событием в научном мире, ожидаема коллегами, высокоцитируема.

Его доброжелательное, интеллигентное общение вызывало искреннее уважение и радовало коллег. Александр Георгиевич во время конференций и семинаров был всегда окружен людьми, отвечал на вопросы, консультировал, щедро делился знаниями и информацией.

Уход А.Г. Тяпина из жизни огромная, невосполнимая потеря для всех, кто имел счастье его знать. Светлая память об Александре Георгиевиче Тяпине навсегда сохранится в сердцах всех, кому посчастливилось работать с этим высоким профессионалом и прекрасным человеком.

Российская Ассоциация по сейсмостойкому строительству и защите от природных и техногенных воздействий (РАСС)

Редколлегия журнала «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений».

СОДЕРЖАНИЕ

№ 2 – 2021

Теоретические и экспериментальные исследования		
Тяпин А.Г.		10
Знаки одномодальных усилий реакции в линейно-спектральном методе: сравнение классического и нормативного подходов		
Ведяков И.И., Востров В.К.		18
Развитие моделей колебаний ответственных сооружений и нормативных подходов к расчетам на сейсмические воздействия		
Сейсмическое районирование		
Алешин А.С., Погребченко В.В., Никитин С.Н.		38
Решение прямой задачи как новый метод сейсмического микрорайонирования		
Мониторинг и паспортизация зданий и сооружений		
Лапин В.А., Алдахов Е.С., Алдахов С.Д., Али А.Б.		54
Вероятностная оценка величин надежности для крупнопанельных зданий по результатам паспортизации		
Проектирование, строительство и реконструкция		
Сабирова О.Б.		72
Многоуровневый подход к проектированию сооружений в цунамиопасных районах		
Яковлев А.Д.		86
Об учете вертикальной нагрузки от цунами на мостовые сооружения		

Фото обложки номера: «Отражение. Сочи, 2021». Автор: Е. Доманов

«Перед работой в Сочи, где я снимал проект «Локдаун», несколько месяцев изучал картины абстракционистов: Марка Ротко, Кандинского, Малевича. Смотрел на их работы и пытался понять, почему они так творили».

Евгений Доманов – всемирно известный иркутский фотхудожник. <https://irksib.ru/articles/57-important/22985-unikalnyj-vzglyad-evgeniya-domanova-kak-irkutskij-fotokhudozhnik-nachal-pokoryat-mir>

Благодарим автора за предоставленную фотографию.

CONTENTS

№ 2 – 2021

Theoretical and Experimental Studies

Tyapin A.G. 10

Signs of the "one-mode" response forces in linear spectral method: comparison of conventional and standard approaches

Vedyakov I. I., Vostrov V. K. 18

The advantages and disadvantages of the NEHRP soil classification

Seismic zoning

Aleshin A.S., Pogrebchenko V.V., Nikitin S.N. 38

Solving a direct problem as a new method of seismic microzonation

Monitoring and certification of seismic constructions

Lapin V.A., Aldakhov E.S., Aldakhov S.D., Ali A.B. 54

Probabilistic estimation of reliability values for large-panel buildings based on the results of certification

Design, building and reconstruction of aseismic constructions

Sabirova O.B. 72

Multi-level designing structures in tsunami-prone areas

Yakovlev A.D. 86

Consideration of the vertical load from a tsunami on bridge structures

Cover photo of the issue: "Reflection. Sochi, 2021". Author: E. Domanov

"Before working in Sochi, where I shot the "Lockdown" project, for several months I studied the paintings of abstract artists: Mark Rothko, Kandinsky, Malevich. I looked at their work and tried to understand why they did this."

Evgeny Domanov is a world-famous Irkutsk photographer. <https://irksib.ru/articles/57-important/22985-unikalnyj-vzglyad-evgeniya-domanova-kak-irkutskij-fotokhudozhnik-nachal-pokoryat-mir>

We thank the author for the photo provided.

12+

ISSN 2618-9283

(c) PACC, 2021

УДК 624.042.7

DOI [10.37153/2618-9283-2021-2-10-17](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-2-10-17)

Теоретические и экспериментальные исследования

Знаки одномодальных усилий реакции в линейно-спектральном методе: сравнение классического и нормативного подходов

Тяпин А.Г.¹

¹АО «Атомэнергопроект». Москва, Российская Федерация

Аннотация: В статье сравниваются два варианта линейно-спектрального метода (ЛСМ): «классический», прописанный в ряде зарубежных норм, и «нормативный», прописанный в отечественных гражданских нормах СП 14.13330. «Однокомпонентные одномодальные» реакции, полученные статическим расчетом по ЛСМ, в классическом варианте ЛСМ суммируются дважды: сначала по разным формам, но для каждой компоненты воздействия в отдельности, а потом между разными компонентами воздействия. В нормативном варианте ЛСМ сначала для каждой формы выбирается «опасное направление» однокомпонентного сейсмического воздействия в пространстве, вычисляется «опасная» одномодальная реакция на такое воздействие, а затем проводится суммирование полученных «опасных одномодальных» реакций по разным формам. В обоих случаях суммирование одномодальных реакций проводится по правилу полной квадратичной комбинации (СQC) с учетом корреляции между одномодальными реакциями. Нормативный подход оставляет неопределенность в отношении смены выбранного «опасного направления сейсмического воздействия» на ровно противоположное. От такой смены направления поменяется знак одномодальной реакции. Это не имеет значения при суммировании одномодальных усилий по правилу ККСК в случае некоррелированных реакций, однако для коррелированных реакций, как показано в настоящей статье на простом примере, неопределенность со знаками одномодальных реакций может привести к недостоверным результатам, причем погрешность окажется существенной.

Ключевые слова: линейно-спектральный расчет сооружений на сейсмические воздействия, коэффициенты корреляции, одномодальные реакции

Для цитирования: Тяпин А.Г. Знаки одномодальных усилий реакции в линейно-спектральном методе: сравнение классического и нормативного подходов // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2021. № 2. С. 10-17.

DOI: [10.37153/2618-9283-2021-2-10-17](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-2-10-17)

@ Тяпин А.Г., 2021

Theoretical and experimental studies

Signs of the "one-mode" response forces in linear spectral method: comparison of conventional and standard approaches

Тяпин А.Г.¹

¹JSC "Atomenergoproject". Moscow, Russian Federation

Abstract: Two variants of linear-spectral method (LSM) are compared in the paper: the conventional one, prescribed in several foreign Standards, and "Standard" one prescribed in the Russian Standard SP 14.13330. "One-component one-mode" responses, obtained by static analysis in the conventional LSM are combined twice: first for different modes but for each single excitation component, then for different excitation components. In the "standard" alternative LSM variant first one chooses the "most dangerous" direction of the one-component excitation for each mode, then one obtains the "one-mode" response for this excitation, and finally these responses are combined. In both cases the combination is performed using the complete quadratic combination (CQC) rule, accounting for the correlation between one-mode responses. "Standard" variant leaves some uncertainty: the "dangerous" direction can be changed for the opposite one. Such a change leads to the sign change in the one-mode response. This is of no importance for the non-correlated responses, which are combined using the SRSS rule. However, for the correlated responses as it is shown in the paper using sample problem the uncertainty in the signs can lead to the incorrect results, and the error can be significant.

Keywords: linear-spectral seismic analysis of structures, correlation coefficients, one-mode responses

For citation: Тяпин А.Г. Signs of the "one-mode" response forces in linear spectral method: comparison of conventional and standard approaches // *Seismostoykoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii* = *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2021, no. 2, pp. 10-17. (In Russian) DOI: [10.37153/2618-9283-2021-2-10-17](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-2-10-17)

В настоящее время линейно-спектральный метод (ЛСМ) используется для расчета сооружений на сейсмические воздействия как минимум в двух вариантах. Первый вариант (условно назовем его «классическим») прописан в атомных нормах ASCE4-98 [1], а также, к примеру, в нормах Казахстана [2]. Он заключается в том, что сначала рассчитываются т.н. «одномодальные однокомпонентные» спектральные сейсмические нагрузки и соответствующие им «одномодальные однокомпонентные» реакции (внутренние усилия). При этом ускорения воздействия задаются по очереди по каждой из компонент, направленных вдоль осей исходной системы координат (безо всякого выбора опасных или безопасных направлений). Затем полученные реакции специальным образом суммируются дважды. Сначала суммирование проводится по разным формам в рамках фиксированных компонент воздействия - в результате получаются «многомодальные однокомпонентные» реакции. Затем проводится суммирование этих реакций по разным компонентам. Оба суммирования проводятся по правилу полной квадратичной формы (CQC). Сразу приведем формулу суммирования по правилу полной квадратичной формы

$$R = \pm \sqrt{\sum_{j=1}^N \sum_{k=1}^N R_j R_k \varepsilon_{jk}} \quad (1)$$

Здесь R – суммарная реакция, которая берется с таким знаком, чтобы обеспечить наиболее опасный вариант нагружения; R_j – слагаемые реакции ($j=1, \dots, N$); ε_{jk} – коэффициент корреляции между слагаемыми, рассчитываемый по неким специальным формулам. Диагональные элементы ε_{jj} матрицы коэффициентов корреляции всегда равны единице. Если внедиагональные элементы этой матрицы равны нулю (это означает, что все слагаемые статистически независимы), правило полной квадратичной формы (1) переходит в правило «корня квадратного из суммы квадратов» (ККСК). Для ясности напомним, что термины «коррелированные» и «статистически независимы» относятся к реакциям во времени $R_j(t)$; те реакции R_j , которые мы видим в формуле (1), являются спектральными реакциями, т.е. максимальными по времени модулями реакций $R_j(t)$, взятыми с определенными знаками.

Вернемся к описанию классического метода. В первом суммировании учитывается возможная корреляция между реакциями по разным формам, но на одну и ту же компоненту воздействия (каждую по очереди). Во втором суммировании корреляция не учитывается (считается, что «многомодальные однокомпонентные» реакции статистически независимы, как и сами компоненты ускорений воздействия, поэтому они суммируются по правилу ККСК).

Второй вариант ЛСМ, который будет рассматриваться в этой статье, мы условно назовем «нормативным», поскольку он прописан в российских нормах СП 14.13330 [3]. Этот вариант меняет порядок работы с разными формами и компонентами воздействия по сравнению с классическим вариантом, описанным выше: сначала определенным образом формируются «одномодальные многокомпонентные» реакции по каждой форме, а затем уже эти реакции суммируются по правилу полной квадратичной формы с учетом возможной корреляции между ними. Формирование «одномодальных многокомпонентных» реакций проводится, исходя из концепции «опасного направления сейсмического воздействия»: фактически воздействие принимается однокомпонентным, но направление этой компоненты ускорений в пространстве подбирается из условия максимизации модальной реакции по рассматриваемой форме (это направление и называется «опасным направлением воздействия» для данной формы).

В данной статье автор хотел бы обсудить вопрос о знаках усилий, суммируемых под квадратным корнем в формуле (1). То, что результат суммирования (т.е. суммарные усилия от сеймики) рассматривается в сочетании с усилиями от нагрузок другой природы с обоими своими возможными знаками, вопросов не вызывает. Именно поэтому в формуле (1) перед квадратным корнем стоит знак «плюс-минус»; из двух знаков выбирается опасный с точки зрения сочетания с усилиями от других нагрузок. Физическая основа этой процедуры понятна. Любая исходная компонента сейсмического воздействия, взятая с противоположным знаком, имеет тот же спектр ответа, что и исходная компонента, – поэтому она имеет ровно столько же оснований быть использованной для описания воздействия. Это допущение основано на физических особенностях сейсмического воздействия (действительно, ведь для усилий от веса перебор знаков не применяется).

А теперь давайте рассмотрим, с какими знаками одномодальные усилия входят в суммирование.

Если матрица коэффициентов корреляции диагональная, т.е. суммирование в (1) ведется по правилу ККСК, то знаки слагаемых вообще никакого значения не имеют – все равно слагаемые возводятся в квадрат. А вот ненулевые недиагональные члены матрицы коэффициентов корреляции в (1) умножаются на первые степени одномодальных усилий, и здесь знаки усилий имеют значение для результата. Поэтому данный вопрос важен только для случая коррелированных одномодальных реакций.

Коэффициент корреляции, даваемый как формулой Гупты [1], так и в СП 14.13330 [3], всегда положителен (особенности формул обсуждаются в [4]): оказывается, корреляция между реакциями двух элементарных осцилляторов на одно и то же однокомпонентное воздействие не может быть отрицательной. При совпадении частот и демпфирования у двух рассматриваемых осцилляторов корреляция их реакций будет полной (коэффициент равен единице), при удалении частот друг от друга коэффициент корреляции уменьшается, но все-таки при этом не пересекает нулевую отметку (см. графики в [4]).

Означает ли это положительность произведения двух одномодальных усилий по разным формам? Не обязательно!

Говоря о знаках одномодальных однокомпонентных внутренних усилий N_{jk} в классическом подходе, мы должны рассмотреть два различных по природе фактора их возможного изменения. Первый фактор – физический, о нем говорилось выше: знак ускорений любой компоненты сейсмического воздействия во времени может быть изменен на противоположный. Каковы будут последствия? Знак абсолютных ускорений $Z_j(t)$ реакции осциллятора j во времени тоже изменится на противоположный. Но и знак абсолютных ускорений второго осциллятора m при этом также изменится на противоположный, т.е. знак произведения $Z_j Z_m$ останется прежним. В формулах для спектральной одномодальной нагрузки ускорения воздействия представлены своим спектральным значением, которое всегда положительно. Таким образом, физическое изменение знака ускорений сейсмического воздействия на противоположный знак не приведет в классических расчетах ЛСМ к изменению произведений-слагаемых под корнем при вычислении многомодальных спектральных реакций на каждую компоненту в отдельности (хотя и приведет к изменению знаков отдельных сомножителей в произведениях). А в дальнейшем эти многомодальные спектральные реакции на разные компоненты воздействия суммируются в классическом подходе по правилу ККСК, поэтому их знаки (которые мы, кстати, потеряли при извлечении квадратного корня) значения уже не имеют.

Второй из упомянутых факторов возможного изменения знаков одномодальных усилий, в отличие от первого, не является физическим, а имеет сугубо вычислительную природу, т.е. зависит от произвола расчетчика. Как известно, перемещения в любой собственной форме можно умножить на минус единицу, и результат тоже будет собственной формой; при этом нормировка формы по массе останется в силе. Поэтому знак перемещений собственной формы не имеет физической определенности. Как скажется на наших вычислениях смена знака формы j на противоположный? Коэффициенты участия q_{jk} формы j по направлению воздействия k , получаемые тройным произведением (столбца формы на матрицу масс и на жесткие платформенные перемещения [5]), при смене знака формы сменят знак на противоположный. Но и коэффициент пропорциональности p_j между рассматриваемым «одномодальным однокомпонентным» усилием реакции $N_{jk}(t)$ произведением $q_{jk} Z_{jk}(t)$ тоже сменит знак на противоположный, поэтому одномодальное однокомпонентное внутреннее усилие $N_{jk}(t)$ знак не поменяет. Действительно, внутреннее усилие $N_{jk}(t)$ пропорционально одномодальной однокомпонентной спектральной нагрузке, а в выражении для этой нагрузки участвует, кроме коэффициента участия q_{jk} , еще и сама форма $\{\varphi_j\}$. При смене знака формы ее произведение на коэффициент участия знака не изменит. Таким образом, оказывается, что одномодальная однокомпонентная нагрузка во времени, а также соответствующая спектральная нагрузка физичны, т.е. от произвола расчетчика при выборе знака формы они не зависят. А вместе со спектральной нагрузкой физично и внутреннее одномодальное однокомпонентное спектральное усилие N_{jk} , имеющее свой определенный знак, – не обязательно положительный. Произведение ($N_{jk} N_{mk}$)

одномодальных спектральных усилий по формам j и m при суммировании реакций на компоненту воздействия k в классическом подходе вполне может оказаться отрицательным.

Вывод из приведенных рассуждений состоит в том, что в классическом ЛСМ результат устойчив как к физическому изменению знака компоненты воздействия, так и к изменению знака перемещений в собственной форме по произволу расчетчика.

Рассмотрим конкретный пример горизонтальных колебаний двухэтажного сдвигового сооружения с жесткими массивными перекрытиями и невесомыми стенами, показанного на рис.1.

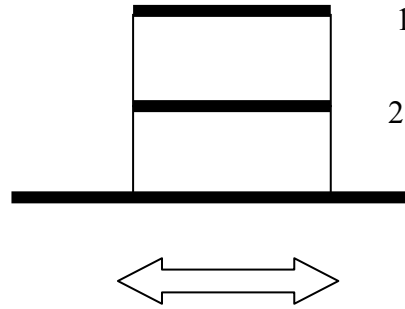


Рисунок 1 – Схема двухэтажного сдвигового сооружения

Figure 1 – Diagram of a two-story shear structure

Пусть массы обоих перекрытий (нумерация сверху вниз, как показано на рис. 1) равны m , а жесткость на сдвиг обеих этажей равна k . Матрицы жесткости и масс равны

$$[K] = k \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 2 \end{bmatrix}; \quad [M] = m \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2)$$

Введем безразмерную собственную круговую частоту $\theta = \omega / (k/m)^{1/2}$. Тогда уравнение для определения собственных частот имеет вид

$$\det \begin{bmatrix} 1 - \theta^2 & -1 \\ -1 & 2 - \theta^2 \end{bmatrix} = 0 \quad (3)$$

Квадраты безразмерных собственных частот равны

$$\theta_1^2 = 0,3820; \quad \theta_2^2 = 2,6180 \quad (4)$$

Собственные формы до нормировки равны

$$\{\psi_1\} = \begin{Bmatrix} 1,0 \\ 0,618 \end{Bmatrix}; \quad \{\psi_2\} = \begin{Bmatrix} 1,0 \\ -1,618 \end{Bmatrix} \quad (5)$$

Квадраты нормировочных коэффициентов по массе равны

$$\{\psi_1\}^T [M] \{\psi_1\} = 1,382 m; \quad \{\psi_2\}^T [M] \{\psi_2\} = 3,618 m \quad (6)$$

После деления ненормированных форм (5) на нормировочные коэффициенты (6) мы получим нормированные по массе собственные формы, которые равны

$$\{\varphi_1\} = \begin{Bmatrix} 0,8507 \\ 0,5257 \end{Bmatrix} m^{-1/2}; \quad \{\varphi_2\} = \begin{Bmatrix} 0,5257 \\ -0,8507 \end{Bmatrix} m^{-1/2} \quad (7)$$

Коэффициенты участия этих форм по единственному направлению воздействия (горизонтальному) равны

$$q_1 = \{\varphi_1\}^T [M] \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} = 1,3764 m^{1/2}; \quad q_2 = \{\varphi_2\}^T [M] \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} = -0,3250 m^{1/2} \quad (8)$$

Одномодальные спектральные нагрузки равны

$$\{P_1\} = -S_a(T_1) m \{\varphi_1\} q_1 = -S_a(T_1) m \begin{Bmatrix} 1,1709 \\ 0,7236 \end{Bmatrix}; \quad (9)$$

$$\{P_2\} = -S_a(T_2) m \{\varphi_2\} q_2 = -S_a(T_2) m \begin{Bmatrix} -0,1709 \\ 0,2765 \end{Bmatrix}$$

Здесь $S_a(T)$ – спектр горизонтальных ускорений воздействия с демпфированием, соответствующим демпфированию в сооружении.

Если в качестве рассматриваемых усилий реакции взять спектральные усилия сдвига в верхнем этаже, то мы (согласно уравнению статического равновесия верхнего перекрытия) увидим их в первых строчках приведенных выше формул (9) для нагрузок. Обратим внимание на то, что они для двух форм имеют разные знаки.

Предположим теперь, что частота ZPA воздействия меньше обеих собственных частот, т.е. что обе формы относятся к жестким высокочастотным в терминологии [4]. Из того, что обе частоты выше частоты ZPA, следует, во-первых, что спектральные ускорения на обеих частотах близки пиковым ускорениям воздействия: $S_a(T_1) = S_a(T_2) = a$. Во-вторых, формулы Гупты для реакций по таким формам [4] дают коэффициент корреляции, равный единице. Согласно формуле (1) суммарное сейсмическое сдвиговое усилие N в верхнем этаже будет равно

$$N = \pm a m \sqrt{(1,1709)^2 + 2(1,1709)(-0,1709) + (-0,1709)^2} = \pm a m \sqrt{(1,1709 - 0,1709)^2} = \pm a m \quad (10)$$

Это вполне понятный и физически объяснимый результат. Действительно, если обе собственные частоты больше частоты ZPA воздействия, то сооружение при таком воздействии будет перемещаться как жесткое тело, без деформаций. Ускорения верхнего перекрытия (впрочем, как и нижнего) будут равны ускорениям воздействия на платформе в любой момент времени. Пиковое значение сдвигающей силы в верхнем этаже будет равно произведению массы верхнего перекрытия на пиковое ускорение, что мы и наблюдаем в формуле (10).

Это было решение задачи с помощью классического подхода. А теперь применим к той же задаче нормативный подход, прописанный в СП 14.13330. Собственные частоты, формы и коэффициенты участия останутся такими же. Но вот мы дошли до момента выбора опасного направления воздействия при вычислении одномодальных спектральных

нагрузок. Напомним, что эти нагрузки в нормативном подходе вычисляются с использованием вектора e_j направляющих косинусов опасного направления ускорений воздействия для формы j (этот вектор скалярно умножается на вектор q_j коэффициентов участия формы j):

$$\{P_j\} = -S_a(T_j) m \{\varphi_j\} (\bar{q}_j, \bar{e}_j) \quad (11)$$

В нашем случае ускорения воздействия горизонтальные, и выбор сводится к тому, принимать ли направляющий косинус равным единице или минус единице, причем выбор этот делается отдельно для каждой формы. Выясняется, что понятие «опасности» направления воздействия, провозглашенное в СП 14.13330, позволяет определить направление ускорений воздействия e_j только с точностью до знака. Ускорения воздействия с обратным знаком (т.е. замена e_j на $-e_j$) дадут усилия реакции с обратным знаком, но такие же по модулю. Поэтому при задании критерием «опасности» только максимизации модуля спектральной модальной реакции останется неопределенность в выборе направления e_j – с точностью до изменения выбранного направления на противоположное.

Логично для устранения этой неопределенности со знаками опасного направления зафиксировать совпадение направлений векторов q и e . При этом скалярное произведение векторов равно модулю вектора q , т.е. оно всегда положительно. Однако при таком подходе мы потеряем отмеченную выше для классического подхода физичность одномодальной однокомпонентной спектральной нагрузки: в произведении формы $\{\varphi_j\}$ на коэффициент участия, приведенный к опасному направлению $q=(q,e)$, сама форма может поменять знак по произволу расчетчика, но второй сомножитель q останется всегда положительным. Таким образом, в нормативном подходе с выбором опасного направления воздействия мы теряем физический контроль над знаком одномодальной спектральной нагрузки и, следовательно, контроль над знаком одномодальной спектральной реакции. Мы знаем только модуль этой реакции, но не ее знак.

В рассмотренном выше примере, если мы с тем же единичным коэффициентом корреляции будем складывать модули одномодальных реакций, то вместо (10) мы получим

$$N = \pm a m \sqrt{(1,1709)^2 + 2(1,1709)(0,1709) + (0,1709)^2} = \pm a m \sqrt{(1,1709 + 0,1709)^2} = \pm a m \times 1,3418 \quad (12)$$

Как видим, разница с физически достоверным результатом (10) составила более 34%. В этом расчете использовался физически обоснованный единичный коэффициент корреляции. Формально СП 14.13330 предписывает использовать другой, физически не всегда обоснованный «белшумный» коэффициент корреляции, не учитывающий частотного состава воздействия [4]. Для разнесенных частот (как в нашем случае) этот коэффициент будет нулевым, и вместо 1,3418 в (10) мы получим 1,1833.

Перейдем к выводам. Выяснилось, что подход с «опасным направлением сейсмического воздействия» для отдельно взятой формы, прописанный в СП 14.13330, оставляет неопределенность в отношении возможной смены такого направления на ровно противоположное. От такой смены модули модальной спектральной реакции не меняются, как и модули одномодальной спектральной нагрузки. Не поменяется и модуль одномодального усилия, но поменяется его знак. Смена знака одномодального усилия не имеет значения при суммировании таких усилий по правилу ККСК, так что выводы [5] об эквивалентности нормативного метода и классического метода в случае некоррелированных реакций остаются в силе. Однако для коррелированных реакций, как

показано в настоящей статье на простом примере, неопределенность со знаками одномодальных реакций может привести к недостоверным результатам, причем погрешность окажется существенной.

Список литературы

1. Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary. ASCE4-98. Reston, Virginia, USA. 1999.
2. СП РК 2.03-30-2017. Строительство в сейсмических зонах. Комитет по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан. Астана. 2017.
3. Свод правил СП 14.13330.2018. Строительство в сейсмических районах СНиП II-7-81*. Издание официальное. М.: Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства, 2018. Изменения №1 введены с 01.07.2020.
4. Тяпин А.Г. Суммирование модальных реакций в линейно-спектральном методе: сравнение различных формул для коэффициентов корреляции // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2021. № 1. С. 32-42.
5. Тяпин А.Г. «Опасные направления сейсмического воздействия» в линейно-спектральных расчетах // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2019. № 3. С.22-29.

References

1. Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary. ASCE4-98. Reston, Virginia, USA. 1999.
2. SP RK 2.03-30-2017. Stroitel'stvo v seismicheskikh zonah. Komitet po delam stroitel'stva, zhilishchno-kommunal'nogo khoziaistva i upravleniia zemel'nymi resursami Ministerstva natsional'noi ekonomiki respubliky Kazakhstan. Astana, 2017 [In Russian]
3. Svod pravil SP 14.13330.2018. Stroitel'stvo v seismicheskikh raionakh SNIP II-7-81*. Izdanie ofitsial'noe. M. Ministerstvo stroitel'stva i zhilishchno-kommunal'nogo khoziaistva, 2018. Izmeneniia № 1 vvedeny s 01.07.2020 [In Russian]
4. Tyapin A.G. Combination of modal responses in linear spectral method: comparison of different formulae for correlation coefficients. *Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii* = Earthquake engineering. Constructions safety. 2021, no. 1, pp. 32-42. [In Russian] DOI: 10.37153/2618-9283-2021-1-32-42
5. Tyapin A.G. "Dangerous Directions of Seismic Excitation" in Linear Spectral Analysis. *Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii* = Earthquake engineering. Constructions safety. 2019, no. 3, pp. 22-29. [In Russian].

Информация об авторе/Information about author

Тяпин Александр Георгиевич – доктор технических наук, главный специалист БКП-2 АО «Атомэнергопроект». Москва, Российская Федерация

Tyapin.AG@yandex.ru

Alexander G. Tyapin, Doctor of Technical Science, Senior Specialist BKP-2 JSC "Atomenergoproekt". Moscow, Russian Federation

Tyapin.AG@yandex.ru

Поступила в редакцию / Received – 24.02.2021

Поступила после рецензирования и доработки / Revised – 19.03.2021

Принята к публикации / Accepted – 02.04.2021

УДК 624.04

DOI [10.37153/2618-9283-2021-2-18-37](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-2-18-37)

Теоретические и экспериментальные исследования

Развитие моделей колебаний ответственных сооружений и нормативных подходов к расчетам на сейсмические воздействия

Ведяков И.И.¹, Востров В.К.¹

¹ ЦНИИСК им. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство»
Москва, Российская Федерация

Аннотация: Основным в расчетах и конструировании сооружений с учетом их взаимодействия с основанием являются расчет устойчивости положения равновесия, требуемый отмененными и действующими нормами сейсмостойкого строительства, и расчет динамической устойчивости различных частных движений, требования к необходимости проведения которых отсутствуют как в предложениях к нормам нового поколения, так и в действующих нормах сейсмостойкого строительства. Выделены особые и аварийные сейсмические нагрузки, создающие аварийную ситуацию – возникновение режима биений или резонансных колебаний, а также параметрического резонанса и нелинейных колебаний, возникающих после потери устойчивости положения сооружений.

Ключевые слова: аварийная ситуация, резонанс, острый резонанс, параметрический резонанс, сейсмические воздействия, аварийные и особые сейсмические нагрузки, взаимодействие с основанием, устойчивость положения, динамическая устойчивость, нелинейные колебания

Для цитирования: Ведяков И.И., Востров В.К. Развитие моделей колебаний ответственных сооружений и нормативных подходов к расчетам на сейсмические воздействия // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2021. № 2. С.18-37
DOI: [10.37153/2618-9283-2021-2-18-37](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-2-18-37)

Theoretical and experimental studies

Development of models of vibrations of critical structures and regulatory approaches to calculations for seismic impacts

Vedyakov I.I.¹, Vostrov V.K.¹

¹TSNIISK named after V.V. Kucherenko JSC "RCC"Construction"
Moscow, Russian Federation

Abstract: The calculation of the stability of the equilibrium position required by the canceled and current norms of earthquake-resistant construction, and the calculation of the dynamic stability of various partial movements, the requirements for the necessity of which are absent both in the proposals for the norms of the new generation and in the current norms of earthquake-resistant construction, are the main ones in the calculation and design of structures taking into account their interaction with the base. Special and emergency seismic loads are

@ Vedyakov I.I., Vostrov V.K., 2021

identified that create an emergency situation – the occurrence of a mode of beating or resonant vibrations, as well as parametric resonance and nonlinear vibrations that occur after the loss of stability of the position of structures.

Keywords: emergency situation, resonance, acute resonance, parametric resonance, seismic impacts, emergency and special seismic loads, interaction with the base, position stability, dynamic stability, nonlinear oscillations

For citation: Vedyakov I. I., Vostrov V. K. Development of models of oscillations of critical structures and regulatory approaches to calculations for seismic impacts // *Seismostoykoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety*. 2021. No. 2. p. 18-37 DOI: [10.37153/2618-9283-2021-2-18-37](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-2-18-37)

В работе [1] отмечено, что подход, предложенный в [2] и основанный на модели воздействия в виде набора осциллирующих функций с частотами, опасными для сооружения, является, по существу, определением особых сейсмических нагрузок, вызывающих особые расчетные состояния сооружений. Это определение было расширено в [1] как модель воздействия в виде квазимногочлена, содержащего набор произведения осциллирующих функций на многочлены $f_j(t)$, которые возникают вследствие наличия кратных частот в дифференциальном уравнении, описывающем колебания основания.

В случае несовпадения частот сейсмического воздействия с собственными частотами сооружения, которое может иметь место в случае генерации сейсмических воздействий под площадку строительства, особым состоянием колебаний сооружения будет наличие кратных собственных частот или близость собственных частот колебаний элементов сооружения.

Основным недостатком предложений работ [2, 1] является игнорирование параметрических (квазигармонических) колебаний и параметрического резонанса как оснований, так и сооружений, возникающих как при вертикальных и горизонтальных сейсмических воздействиях, так и при их сочетаниях. Возникновение параметрических колебаний сооружений при сейсмических воздействиях явление не новое и представленное, например, в работах [3,4], но практически игнорируемое в российских и зарубежных разработках и нормах [5-10].

Ввиду того, что параметрический резонанс более опасен для сооружения, чем обычный резонанс при вынужденных колебаниях, особые сейсмические нагрузки, как набор осциллирующих функций с частотами, вызывающими параметрический резонанс, следует отнести к аварийным сейсмическим нагрузкам, вызывающим, наряду с острым резонансом, аварийные расчетные ситуации сооружения или его элементов.

Аварийные расчетные ситуации и аварийные сейсмические нагрузки для одномерных колебаний сооружения в его классическом варианте были впервые введены в работе [11] на основе определения острого резонанса [12], где показано, что МРЗ, в соответствии с предложением А.Н. Бирбраера [5], должно соответствовать выходу колебаний сооружения на режим автоколебаний.

1. Простейшие одномерные параметрические колебания

Отличительная черта параметрических колебаний состоит в том, что возбуждение не происходит, если осциллятор находится в положении равновесия. Однако при некоторых условиях, в частности при определенных значениях отношения собственной частоты колебаний к частоте воздействия, положение равновесия может стать неустойчивым, и поэтому сколь угодно малое возмущение может вызвать параметрические колебания. Необходимость такого возмущения, приводящего к изменению параметров системы,

отличает параметрические колебания от вынужденных колебаний, которые могут начинаться из положения равновесия, так как в этом случае возмущающая сила действует на осциллятор в любом его положении.

Параметрические колебания в одномерном случае описываются дифференциальным уравнением второго порядка с переменными коэффициентами

$$A\ddot{x} + B\dot{x} + Cx = 0 \quad (1)$$

Параметрическим резонансом носит название случай, когда возможно растущее с течением времени решение этого уравнения при положительных коэффициентах A, B, C за счет их изменения [12]. Такие явления происходят, например, в качелях, представляющих собой физический маятник переменного момента инерции.

В общем случае уравнение Лагранжа для малых колебаний системы одной степени свободы около заданного положения равновесия или движения имеют вид:

$$G\ddot{x} + G' + Dx = 0 \quad (2)$$

где G -приведенная масса, $G > 0$, D -жесткость системы. Колебания, описываемые уравнением (2) носят название свободных квазигармонических. Они возникают в достаточно общем случае около положения равновесия или известного движения и играют существенную роль в развитии теории устойчивости движения [12-14].

2. Плоскопараллельные колебания и обращенные математический и физический маятники

Классическим простейшим случаем параметрических колебаний служит обращенный математический маятник с колеблющейся точкой опоры, например [15-18], и тяжелой материальной точкой, укрепленной на конце невесомого жесткого стержня длиной l . Стержень вращается вокруг другого конца с осью вращения в полюсе O с координатами x_c, y_c при его горизонтальных и вертикальных смещениях. Обозначим через φ угол, который маятник образует с осью y , тогда для абсолютных координат и ускорений вершины маятника получаются формулы:

$$x = x_c + l \cdot \sin\varphi, y = y_c + l \cdot \cos\varphi, \ddot{x} = \ddot{x}_c - l \cdot \dot{\varphi}^2 \cdot \sin\varphi + l \cdot \ddot{\varphi} \cdot \cos\varphi, \ddot{y} = \ddot{y}_c - l \cdot \dot{\varphi}^2 \cdot \cos\varphi - l \cdot \ddot{\varphi} \cdot \sin\varphi \quad (3)$$

Обозначим через X, Y – компоненты силы, действующей на ось вращения маятника в точке O . В соответствии с принципом Даламбера система сил инерции $-X_i, -Y_i$ где $X_i = m \cdot \ddot{x}, Y_i = m \cdot \ddot{y}$, действующая на вершину A совместно с внешними силами $X_A = 0, Y_A = -mg$ и силами X, Y должна находиться в равновесии:

$$X + X_A - X_i = 0, Y + Y_A - Y_i = 0, [X_i \cdot \cos\varphi - (mg + Y_i) \cdot \sin\varphi] \cdot l + M_c = 0 \quad (4)$$

Здесь третье уравнение представляет собой сумму моментов действующих сил относительно оси вращения, M_c – момент сопротивления повороту в точке O .

Вставляя в (4) формулы для ускорений \ddot{x}, \ddot{y} и внешних сил получаем выражения для компонент силы, действующей на ось вращения

$$X = m\ddot{x}_c + ml(\ddot{\varphi} \cdot \cos\varphi - \dot{\varphi}^2 \cdot \sin\varphi), Y = m(g + \ddot{y}_c) - ml(\ddot{\varphi} \cdot \sin\varphi + \dot{\varphi}^2 \cdot \cos\varphi) \quad (5)$$

и уравнение

$$M_c - ml \cdot (g + \ddot{y}_c) \cdot \sin\varphi + ml \cdot \ddot{x}_c \cdot \cos\varphi + ml^2 \cdot \ddot{\varphi} = 0 \quad (6)$$

применяемые для решения задач, связанных с движением обращенного маятника при заданном законе движения оси вращения. Например, если заданы только вертикальные колебания \ddot{y}_c полюса, а горизонтальные колебания отсутствуют, то при наличии упругого сопротивления повороту в виде момента $M_c = K_\varphi \cdot \varphi$ в полюсе О, из уравнения (6) следует линейризованное уравнение параметрических колебаний:

$$ml^2 \ddot{\varphi} + (K_\varphi - ml(g + \ddot{y}_c)) \cdot \varphi = 0 \quad (7)$$

При горизонтальных колебаниях оси вращения ($\ddot{y}_c = 0$) и наличия упругого сопротивления повороту в виде момента $K_\varphi \cdot \varphi$ в точке опоры, нелинейное уравнение одномерных колебаний обращенного маятника принимает вид:

$$ml^2 \cdot \ddot{\varphi} - mgl \cdot \sin\varphi + K_\varphi \cdot \varphi + ml \cdot \ddot{x}_c \cdot \cos\varphi = 0 \quad (8)$$

Для малых φ и произвольных горизонтальных колебаниях \ddot{x}_c это уравнение записывается в виде неоднородного линейного непараметрического уравнения с постоянными коэффициентами

$$ml^2 \cdot \ddot{\varphi} + (K_\varphi - mgl) \cdot \varphi = -ml \cdot \ddot{x}_c \quad (9)$$

которое превращается при $\ddot{x}_c = 0$ в параметрическое уравнение, приведенное в [16], если на верхний конец стержня действует вертикальная сила $P = mg$ изменяющаяся по гармоническому закону.

Для обращенного физического маятника уравнения (5)-(9) сохраняют вид с заменой l на расстояние h от оси вращения до центра тяжести тела и заменой момента ml^2 на момент инерции $J_o = mh^2$ относительно оси вращения. Так, базовое уравнение (6) принимает вид нелинейного неоднородного параметрического уравнения угловых колебаний:

$$J_o \ddot{\varphi} + K_\varphi \cdot \varphi - mgh \cdot \sin\varphi = mh(-\ddot{x}_c \cdot \cos\varphi + \ddot{y}_c \cdot \sin\varphi) \quad (10)$$

Для малых углов φ отсюда, с учетом затухания, получается линейное неоднородное параметрическое уравнение

$$J_o \ddot{\varphi} + 2n_\varphi J_o \dot{\varphi} + Q \cdot \varphi = -mh \cdot \ddot{x}_c, \quad Q = K_\varphi - mh(g + \ddot{y}_c) \quad (11)$$

При наличии горизонтальных ускорений \ddot{x}_c и отсутствии вертикальных ускорений (11) приобретает вид непараметрического уравнения угловых колебаний с затуханием

$$J_o \ddot{\varphi} + 2n_\varphi J_o \dot{\varphi} + (K_\varphi - mgh) \cdot \varphi = -mh \cdot \ddot{x}_c \quad (12)$$

Следует отметить, что уравнение (12) отличается от уравнения угловых колебаний теплообменника на упругой опорной конструкции и вызванных горизонтальными сейсмическими воздействиями, приведенного в монографии [5]. Отличие наблюдается в третьем слагаемом левой части, где в [5] вместо разности моментов $(K_\varphi - mgh) \cdot \varphi$ стоит только момент $K_\varphi \cdot \varphi$. Следовательно, влияние веса теплообменника на его статическое и динамическое равновесие не учитывается и уравнение колебаний, приведенное в [5] ошибочно.

При исследовании качательных колебаний описываемых нелинейным уравнением (10) или квазигармоническим уравнением (11) необходимо определить области параметров, для которых имеет место неустойчивость и могут возникнуть растущие со временем большие колебания, т.е. параметрический резонанс. При этом основная сложность исследования заключается в том, что как вертикальные сейсмические воздействия \ddot{y}_c , так и горизонтальные \ddot{x}_c , как правило, не являются периодическими функциями времени и, следовательно, эти уравнения не могут быть сведены к уравнениям с периодическими коэффициентами, для которых разработаны методы определения областей устойчивости, например, [19, 20, 25-27].

Как в работах [2, 1] так и в ряде монографий, например [5-8], а также в СП 14.13330.2018 [9] и изменении №1 [10] предполагается, что колебания сооружений, в том числе с учетом взаимодействия с основанием при сейсмических воздействиях, описываются дифференциальными уравнениями с постоянными коэффициентами, т.е. непараметрическими уравнениями. При этом по [9] вертикальную сейсмическую нагрузку следует учитывать совместно с горизонтальной при расчете ряда (элементов) конструкций, в том числе при расчете сооружений на устойчивость против опрокидывания или против скольжения.

Исключение представляет собой работа [4] в которой учитывается вертикальная компонента сейсмического воздействия на работу сейсмоизолированного сооружения с кинематическими фундаментами. Но результаты работы [4] опубликованной в 2013 г. не получили отражения ни в СП [9] ни в работе [2] ввиду того, что при генерации вертикальных сейсмических воздействий под сооружение в ней не сформулирована задача выделения набора осциллирующих функций с частотами, опасными для сооружения.

В работе [4], по существу, задача качественной оценки влияния вертикальной компоненты сейсмического воздействия, представленной в виде гармонического колебания, сводится к определению областей динамической неустойчивости хорошо известного уравнения Матье:

$$\ddot{\varphi} + \gamma \dot{\varphi} + (1 + A_v \cdot \cos \chi t) \cdot \varphi = 0 \quad (13)$$

На этой основе делается кардинальный вывод о том, что во время землетрясений, при определенных параметрах сооружения, возможно появление параметрического резонанса, когда решения попадают в зону динамической неустойчивости и амплитуды колебаний неограниченно растут с течением времени.

Таким образом, вместо использования нелинейной трактовки (нелинейного уравнения) для определения ограниченных амплитуд в резонансных областях параметрического возбуждения, авторы работы [4] делают упор на ограниченность сейсмических воздействий во времени и ограниченный рост амплитуды колебаний за это время с учетом коэффициента неупругого сопротивления для уравнения (13). Ставится вопрос о том, до каких значений возрастет амплитуда колебаний за ограниченное время действия землетрясения, и будет ли являться это возрастание причиной значительного ущерба безопасности сооружения. Мысль о недостаточности линейной постановки для определения амплитуд в резонансных областях была впервые четко сформулирована И.И. Гольденблатом [19,20].

3. Поступательные и качательные колебания жесткого здания на податливом основании

В случае опирания жесткого сооружения на податливое основание, оно учитывается в виде трех пружин, присоединенных к фундаментной плите [5]. Их жесткости при

горизонтальных и вертикальных поступательных перемещениях равны K_x, K_y , а при повороте – K_ϕ ; n_x, n_y – соответствующие коэффициенты затухания.

Учет взаимодействия сооружений с основанием при сейсмических воздействиях (SSI) является обязательным при расчетах сооружений ядерных объектов. Вместе с тем, при расчетах гражданских сооружений такой учет является обязательным при использовании пространственной расчетно-динамической модели (РДМ) сооружения; при использовании консольной РДМ взаимодействие сооружения с основанием следует принимать в виде жесткого защемления [9]. Случаем двумерных плоскопараллельных колебаний служат колебания жесткого здания на податливом основании, которое можно схематизировать как упруго опертое тело, или колебания теплообменника ортогонально опорным балкам [5]. Вектор перемещений такой системы имеет координаты x и ϕ , где x – горизонтальное перемещение центра тяжести, ϕ – угол отклонения от вертикали вокруг горизонтальной оси. Уравнения двумерных колебаний при горизонтальных сейсмических воздействиях $U(t)$ по [5] имеют вид:

$$m \cdot \ddot{x} + K_x \cdot x - h \cdot K_x \cdot \phi = -mU(t), \quad J_c \ddot{\phi} - h K_x \cdot x + (h^2 K_x + K_\phi) \cdot \phi = 0 \quad (14)$$

где m – масса сооружения, h – высота его центра тяжести, J_c – центральный момент инерции.

Абсолютные координаты x_a, y_a центра тяжести отклоненного жесткого сооружения в неподвижной системе координат x, y находятся по формулам:

$$x_a = x_c + x + h \cdot \sin \phi, \quad y_a = y_c + y + h \cdot \cos \phi, \quad (15)$$

которые отличаются от формул (3) величинами x, y смещений оси вращения относительно основания. Здесь, по-прежнему, x_c, y_c – смещения основания воздействующего на ось вращения, $x_1 = x_c + x, y_1 = y_c + y$ – результирующие смещения оси вращения, отсчитываемые от положения равновесия при отсутствии внешних сил и моментов.

На центр тяжести в направлениях координатных осей действуют силы инерции $-m\ddot{x}_a, -m\ddot{y}_a$ и постоянно действующий вес сооружения $-mg$, а на ось вращения при смещениях на величины x, y действуют упругие силы сопротивления $X_s = -K_x \cdot x, Y_s = -K_y \cdot y$, а также демпфирующие силы $-2n_x \cdot m \cdot \dot{x}, -2n_y \cdot m \cdot \dot{y}$. Складывая действующие силы в направлениях координатных осей с учетом того, что при плоскопараллельном движении центр тяжести движется так же, как если бы вся масса была сосредоточена в нем и на эту массу действовали бы внешние силы [18], получаем уравнения движения:

$$m \cdot \ddot{x}_a + 2m \cdot n_x \cdot \dot{x} + K_x \cdot x = 0, \quad m \cdot \ddot{y}_a + 2m \cdot n_y \cdot \dot{y} + K_y \cdot y = -m \cdot g, \quad J_c \ddot{\phi} = -M_q \quad (16)$$

Из первых двух уравнений (16) следуют двумерные уравнения горизонтальных и вертикальных колебаний с затуханием, записанные для относительных смещений x, y :

$$\ddot{x} + h \cdot \ddot{\phi} \cdot \cos \phi - h \cdot \dot{\phi}^2 \cdot \sin \phi + 2n_x \cdot \dot{x} + \sigma^2 \cdot x = -\ddot{x}_c \quad (17)$$

$$\ddot{y} - h \cdot \ddot{\phi} \cdot \sin \phi - h \cdot \dot{\phi}^2 \cdot \cos \phi + 2n_y \cdot \dot{y} + \kappa^2 \cdot y = -(g + \ddot{y}_c) \quad (18)$$

где $\sigma^2 = K_x/m, \kappa^2 = K_y/m$.

В то же самое время сооружение вращается вокруг оси, проходящей через движущийся центр, точно так же, как если бы через него проходила неподвижная ось. Отсюда следует, что уравнение относительно угла поворота сооружения записывается в виде третьего уравнения (16) в котором M_q момент всех сил относительно центральной оси вращения с учетом момента от упругого сопротивления повороту, т.е. $M_q = K_\phi \cdot \phi + h \cdot (X_t \cdot \cos \phi - Y_t \cdot \sin \phi)$,

где $X_t=m\ddot{x}_a$, $Y_t=m(g+\ddot{y}_a)$. Следовательно, третье уравнение, без учета затухания колебаний, запишется в виде:

$$J_a \ddot{\phi} + K_\phi \cdot \phi - mgh \cdot \sin\phi + mh \cdot ((\ddot{x} + \ddot{x}_c) \cdot \cos\phi - (\ddot{y} + \ddot{y}_c) \sin\phi) = 0 \quad (19)$$

где $J_a = mh^2 + J_c$. Это уравнение при $x=y=0$ и $J_c=0$ совпадает с уравнением (10), описывающим колебания обращенного физического маятника в условиях отсутствия взаимодействия с основанием и демпфирования колебаний.

Учет затухания качательных колебаний позволяет записать это уравнение в виде нелинейного уравнения:

$$J_a \ddot{\phi} + 2n_\phi J_a \dot{\phi} + K_\phi \cdot \phi - mgh \cdot \sin\phi + mh \cdot (\ddot{x} \cdot \cos\phi - \ddot{y} \cdot \sin\phi) + mh \cdot (\ddot{x}_c \cdot \cos\phi - \ddot{y}_c \sin\phi) = 0 \quad (20)$$

которое при малых углах ϕ принимает вид линейного параметрического уравнения

$$J_a \ddot{\phi} + 2n_\phi J_a \dot{\phi} + D_y(t) \cdot \phi = -mh \cdot (\ddot{x}_c + \ddot{x}) \quad (21)$$

где $D_y(t) = K_\phi - mh(g + \ddot{y} + \ddot{y}_c)$. Это уравнение при отсутствии взаимодействия с основанием ($\ddot{x} = \ddot{y} = 0$) совпадает с уравнением (11) если $J_a = J_0$, а при $\ddot{x} = \ddot{y} = \ddot{y}_c = 0$ совпадает с уравнением (12), т.е. превращается в уравнение непараметрических качательных колебаний жесткого сооружения при горизонтальных сейсмических воздействиях \ddot{x}_c .

Следует сразу же отметить разницу в колебаниях обращенного физического маятника и жесткого здания на податливом основании, которая заключается в том, что при колебаниях маятника происходит пренебрежение инерцией поворота относительно центра тяжести сооружения, т.е. полагается $J_c = 0$.

Следует также отметить, что при $h \rightarrow 0$ уравнения (17)-(18) превращаются в классические уравнения колебаний вертикального сооружения в горизонтальном и вертикальном направлениях под воздействием соответствующих сейсмических ускорений:

$$\ddot{x} + 2n_x \cdot \dot{x} + \sigma^2 \cdot x = -\ddot{x}_c, \quad \ddot{y} + 2n_y \cdot \dot{y} + \kappa^2 y = -(g + \ddot{y}_c) \quad (22)$$

При этом уравнение качательных колебаний (20) превращается в однородное уравнение

$$J_c \ddot{\phi} + 2n_\phi J_c \dot{\phi} + K_\phi \cdot \phi = 0 \quad (23)$$

которое при нулевых начальных условиях для угла поворота допускает тривиальное решение $\phi = 0$ и, следовательно, уравнения (19)-(20) при $h \rightarrow 0$ тождественно удовлетворяются.

Система нелинейных дифференциальных уравнений (17)-(18), (20) имеет положение статического равновесия и собственные колебания при отсутствии сейсмических воздействий, а также различные решения при различных вариантах горизонтальных и вертикальных сейсмических воздействий, таких как воздействие только вертикальных или только горизонтальных сейсмических ускорений.

Жесткое здание на податливом основании имеет состояние равновесия, определяемое из уравнений (17)-(20) при отсутствии сейсмических воздействий. Состояние равновесия определяется нулевыми горизонтальными смещениями и нулевым углом поворота, а также статическим вертикальным смещением сооружения под действием силы тяжести, т.е. $x = \phi = 0$, $y = -g/\kappa^2$. Это означает, что при начальных условиях

$$x(0) = \dot{x}(0) = 0, \quad \phi(0) = \dot{\phi}(0) = 0, \quad y(0) = -g/\kappa^2, \quad \dot{y}(0) = 0 \quad (24)$$

собственные нелинейные колебания сооружения при $\ddot{x}_c = \ddot{y}_c = 0$ не возбуждаются и сооружение сохраняет состояние равновесия. При отклонении начальных условий от значений (24) возбуждаются как собственные нелинейные колебания, так и колебания при наличии сейсмических воздействий.

При отсутствии горизонтальных сейсмических воздействий ($\ddot{x}_c = 0$) система (17)-(18), (20) имеет частное решение – невозмущенное движение $x = \varphi = 0$ для горизонтальных и качательных колебаний и решение $y(t)$ второго уравнения вертикальных колебаний (22) следующего из (18) при $\varphi = 0$. То есть, при только вертикальных сейсмических воздействиях \ddot{y}_c и начальных условиях соответствующих состоянию равновесия $x = \varphi = 0$, $y = -g/k^2$ сооружение в нелинейной постановке совершает вертикальные непараметрические колебания без поворота (подпрыгивание с учетом веса сооружения и ускорения \ddot{y}_c) реализуемость (устойчивость) которых требуется исследовать.

В другом частном случае отсутствия вертикальных ускорений $\ddot{y}_c = 0$ горизонтальные, вертикальные и качательные колебания в нелинейном случае описываются уравнениями (17)-(18), (20) которые существенно зависят от результирующего горизонтального ускорения и силы тяжести. В данном случае существование простого невозмущенного движения не так очевидно, как в предыдущем случае и оно определяется начальными условиями типа (24), когда происходят вертикальные, горизонтальные и качательные колебания даже в случае отсутствия начального отклонения сооружения от вертикали.

4. Линеаризация уравнений плоскопараллельных колебаний жесткого сооружения на податливом основании

Для анализа устойчивости частных решений системы нелинейных уравнений (17)-(20) необходимо разрешить ее относительно старших производных и путем введения вертикальных смещений $y(t) = -g/k^2 + y_1(t)$ и скоростей

$$\dot{x} = v, \dot{y}_1 = w, \dot{\varphi} = \psi \quad (25)$$

привести к нормальному виду. Вводя обозначения

$$\begin{aligned} Q_x &= h\psi^2 \cdot \sin\varphi - (2n_x \cdot v + \sigma^2 \cdot x + \ddot{x}_c), \\ Q_y &= h\psi^2 \cdot \cos\varphi - (2n_y \cdot w + k^2 y_1 + g + \ddot{y}_c), \\ Q_\varphi &= -2n_\varphi J_c \psi - K_\varphi \cdot \varphi + mgh \cdot \sin\varphi - mh(\ddot{x}_c \cdot \cos\varphi - \ddot{y}_c \cdot \sin\varphi) \end{aligned}$$

и переписывая указанные уравнения в виде системы трех линейных неоднородных уравнений относительно неизвестных $\ddot{x}, \ddot{y}, \ddot{\varphi}$, найдем соответствующее решение. Определитель этой системы уравнений равен J_c и отличен от нуля.

Следовательно, система уравнений (17)-(20) имеет единственное решение, которое приводится к стандартной форме уравнений, разрешенных относительно старших производных:

$$\begin{aligned} J_c \dot{v} &= (J_a - mh^2 \cdot \sin^2\varphi) \cdot Q_x - mh^2 \sin\varphi \cdot \cos\varphi \cdot Q_y - h \cdot \cos\varphi \cdot Q_\varphi \\ J_c \dot{w} &= (J_a - mh^2 \cdot \cos^2\varphi) Q_y - mh^2 \sin\varphi \cdot \cos\varphi \cdot Q_x + h \cdot \cos\varphi Q_\varphi \\ J_c \dot{\psi} &= Q_\varphi + mh(Q_y \cdot \sin\varphi - Q_x \cdot \cos\varphi) \end{aligned} \quad (26)$$

Как правило, колебания твердого тела анализируются на основе линеаризованных уравнений движения. Линеаризацию уравнений движения можно осуществить в окрестности статического равновесия $x_0 = \varphi_0 = 0$, $y_0 = -g/k^2$, тогда:

$$\begin{aligned} Q_x &= -(2n_x \cdot v + \sigma^2 \cdot x + \ddot{x}_c), \\ Q_y &= -(2n_y \cdot w + \kappa^2 y_1 + g + \ddot{y}_c), \\ Q_\varphi &= -2n_\varphi J_a \psi - K_\varphi \cdot \varphi + mh(g + \ddot{y}_c) \cdot \varphi - mh \cdot \ddot{x}_c \end{aligned}$$

и линеаризованные уравнения (26) принимают вид параметрических неоднородных уравнений с постоянными коэффициентами:

$$\begin{aligned} J_c \dot{v} &= 2hn_\varphi J_a \psi + h(K_\varphi - mgh) \cdot \varphi - (2n_x \cdot v + \sigma^2 \cdot x) \cdot J_a - J_c \ddot{x}_c - mh^2(\ddot{y}_1 + \ddot{y}_c) \cdot \varphi \\ J_c \dot{\psi} &= 2n_\varphi J_a \psi + mh \cdot (2n_x \cdot v + \sigma^2 \cdot x) - (K_\varphi - mgh) \cdot \varphi + mh(\ddot{y}_1 + \ddot{y}_c) \cdot \varphi \\ \dot{w} + 2n_y \cdot w + \kappa^2 y_1 + \ddot{y}_c &= 0 \end{aligned} \quad (27)$$

Полученная линейная система уравнений (27) имеет специфическую структуру – в ней вертикальные колебания являются базовыми и не зависят от горизонтальных и качательных колебаний. В то же время первое и второе уравнения (27) описывают двумерные (горизонтальные и качательные) параметрические колебания при горизонтальных сейсмических воздействиях зависящие также от вертикальных ускорений \ddot{y}_1 и вертикальных сейсмических воздействий \ddot{y}_c .

При $\ddot{y}_c = 0$ и начальными условиями для вертикальных смещений соответствующими положению равновесия $y(0) = -g/\kappa^2$, $\dot{y}(0) = 0$, третье уравнение (27) имеет единственное тривиальное решение $w = y_1(t) = 0$ и первые два линеаризованных уравнения (27) становятся неоднородными непараметрическими уравнениями, так как $\ddot{y}_1 + \ddot{y}_c = 0$.

Если на начало повторного землетрясения, реализуемого через короткий промежуток времени, начальные условия для второго уравнения (22) отличаются от положения равновесия, то линеаризованные горизонтально-качательные колебания жесткого сооружения будут описываться полными параметрическими уравнениями (27) где $y(0) \neq -g/\kappa^2$ и решение будет иметь вид $y(t) = -g/\kappa^2 + y_1(t)$, где $y_1(t)$ – затухающие вертикальные колебания сооружения. То есть, в этом случае, горизонтально-качательные колебания описываются параметрическими уравнениями (27) даже если при повторном землетрясении отсутствуют вертикальные сейсмические воздействия.

Указанные двумерные линеаризованные уравнения, описывающие горизонтальные и качательные колебания при горизонтальных сейсмических воздействиях и отсутствии демпфирования, следуют из уравнений (27) и принимают вид:

$$J_c \ddot{x} - hK_g \cdot \varphi + J_a \sigma^2 \cdot x + mh^2(\ddot{y}_1 + \ddot{y}_c) \cdot \varphi = -J_c \ddot{x}_c, \quad J_c \ddot{\varphi} - mh \cdot \sigma^2 \cdot x + K_g \varphi - mh(\ddot{y}_1 + \ddot{y}_c) \cdot \varphi = 0 \quad (28)$$

где $K_g = K_\varphi - mgh$. Следовательно, уравнения двумерных колебаний (14) приведенные в монографии [5] ошибочны, так как не совпадают с уравнениями (28) даже в случае непараметрического вида, когда $\ddot{y}_1 + \ddot{y}_c = 0$, и описывают колебания сооружения вокруг горизонтальной оси, имеющей координаты, отличные от координат $(x+x_c, y+y_c)$ оси вращения.

В работах [21-23] ставится вопрос о степени влияния и необходимости учета эффектов взаимодействия сооружений (высотных зданий) с основанием при сейсмических воздействиях (SSI). В работе [21] эти результаты анализируются с точки зрения влияния динамического взаимодействия с основанием на сейсмическую реакцию. Указанный вопрос ставится отдельно для горизонтально-качательных колебаний в двух вертикальных плоскостях, для вертикальных колебаний и для крутильных колебаний, если сооружение несимметричное.

При расчетах высотного сооружения с учетом динамического взаимодействия с основанием, остро встает вопрос о правомерности и достаточности применяемых в [21-23]

динамических моделей высотных сооружений для вертикальных и горизонтально-качательных колебаний. В частности, встает вопрос о возможности возникновения, кроме вертикальных, также и качательных колебаний при вертикальных сейсмических воздействиях, т.е. вопрос об устойчивости (реализуемости) этих колебаний.

Для горизонтально-качательных колебаний в вертикальной плоскости динамических уравнений колебаний сооружения при горизонтальных сейсмических воздействиях в [21] не приводится; приводится только частотное уравнение для связанных горизонтально-качательных колебаний.

Линеаризация уравнений (17), (19) при малых φ и отсутствии затуханий приводит к линейным параметрическим уравнениям:

$$m\ddot{x} + mh\ddot{\varphi} + K_x \cdot x = -m\ddot{x}_c, J_a\ddot{\varphi} + K_g \cdot \varphi + mh \cdot \ddot{x} - mh(\ddot{y} + \ddot{y}_c) \cdot \varphi = -mh\ddot{x}_c, \quad (29)$$

из которых при разрешении относительно старших производных следуют уравнения (28). Но, если $\ddot{y}_c = 0$, а начальные условия для второго линеаризованного уравнения (22) определяются состоянием равновесия $y(0) = -g/k^2$, $\dot{y}(0) = 0$, то во втором уравнении (29) качательных колебаний последнее слагаемое в левой части равно нулю и уравнения горизонтально-качательных колебаний сводятся к двум линейным непараметрическим уравнениям второго порядка с постоянными коэффициентами.

Собственные частоты λ_i связанных горизонтально-качательных колебаний (29) при $\ddot{y} + \ddot{y}_c = 0$ находятся из биквадратного уравнения

$$(K_x + m\lambda^2)(K_g + J_a\lambda^2) - m^2h^2\lambda^4 = 0 \quad (30)$$

Полагая в этом уравнении $\lambda = i\omega$, получаем частотное уравнение

$$(K_x - m\omega^2)(K_g - J_a\omega^2) - m^2h^2\omega^4 = 0 \quad (31)$$

которое отличается от частотного уравнения, приведенного в [21] и совпадающее с ним при $K_g = K_\varphi$, если принять $K_\varphi = K_\psi$, $J_a = J_{yy}$. Отсюда следует вывод, что в [21] используются ошибочные уравнения горизонтально-качательных колебаний жесткого здания на податливом основании, где вместо разницы $K_\varphi - mgh$, как и в монографии [5] для одномерного случая, стоит только величина K_φ .

Как следствие, основным в расчетах и конструировании сооружений с учетом их взаимодействия с основанием в сейсмоопасных зонах является расчет устойчивости положения равновесия или частного (невозмущенного) движения, требования к которому отсутствуют в научных публикациях, например [5-7, 21-23], но присутствуют в действующих нормах [9-10] только как расчет сооружений на устойчивость против опрокидывания или против скольжения при воздействии вертикальной сейсмической нагрузки совместно с горизонтальной.

Более того, если требования к обеспечению устойчивости положения равновесия нарушаются, то необходимо проведение второго этапа исследований, направленного на изучение тех пространственных колебаний, которые устанавливаются на основе нелинейных уравнений движения в результате возникновения пространственной неустойчивости вынужденных колебаний, как это имеет место для одномерных нелинейных уравнений Релея или Ван дер Поля [27, 28].

5. Вопросы устойчивости двумерных линеаризованных уравнений горизонтально-качательных колебаний

Линеаризованная система дифференциальных уравнений (25), (27) также имеет различные частные решения при различных вариантах горизонтальных и вертикальных сейсмических воздействий. Так, например, при $\ddot{x}_c=0$ эта линеаризованная система имеет невозмущенное движение $x=\varphi=0$ для горизонтальных и качательных колебаний и решение $y_1(t)$ для вертикальных колебаний описываемых третьим уравнением (27).

Уравнения (27) совместно с уравнениями (25) описывает вынужденные колебания жесткого здания на податливом основании как линейной системы в окрестности положения равновесия $x=\varphi=0, y=-g/k^2$. Очевидно, эти уравнения намного проще исходных нелинейных уравнений (17)-(20), однако эта простота достигнута ценою исключения нелинейных связей между переменными системы. Следовательно, по этой причине уравнения (27) способны отразить лишь часть тех динамических свойств, которыми обладает реальная колебательная система.

Построение точного решения линеаризованных непараметрических уравнений (25)-(27) при $\ddot{y}+\ddot{y}_c=0$, а также исследование устойчивости исходных нелинейных уравнений (25)-(26) при произвольных сейсмических воздействиях не представляет трудностей.

Полагая $\dot{x}=v, \dot{\varphi}=\psi$ и вводя вектор-столбец $x=[x \ v \ \varphi \ \psi]^T$, запишем первое и второе уравнения (27) в виде системы четырех неоднородных уравнений, разрешенных относительно старших производных

$$\dot{x}=A_1 \cdot x+f(t) \quad (32)$$

где A_1 – постоянная 4x4 невырожденная матрица, $f(t)$ – вектор-столбец внешних воздействий $f(t)=[0 \ -\ddot{x}_c \ 0 \ 0]^T$, $J=J_a/J_c$

$$A_1 = \begin{vmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 \\ -J\sigma^2 & -2n_x J & hK_g/J_c & 2hn_\varphi J \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ mh\sigma^2/J_c & 2mhn_x/J_c & -K_g/J_c & -2n_\varphi J \end{vmatrix}$$

Определитель матрицы A_1 отличен от нуля, если $K_g \neq 0$ и равен $\det A_1 = \sigma^2 K_g$; характеристическое уравнение для матрицы A_1 в общем случае представляет собой полином четвертой степени

$$\lambda^4 + a_1 \lambda^3 + a_2 \lambda^2 + a_3 \lambda + a_4 = 0 \quad (33)$$

с отличными от нуля коэффициентами a_i . В случае отсутствия сопротивления горизонтальным и качательным колебаниям, когда $n_\varphi = n_x = 0$, характеристическое уравнение превращается в биквадратное уравнение:

$$J_c \lambda^4 + (K_g + J_a \sigma^2) \cdot \lambda^2 + \sigma^2 K_g = 0 \quad (34)$$

совпадающее с полученным ранее уравнением (30).

В соответствии с монографией [24], сформулируем критерий устойчивости линейной неоднородной системы (32). А именно, для устойчивости линейной системы (32) при любом свободном векторе $f(t)$ необходимо и достаточно, чтобы было устойчивым тривиальное решение $x_0=0$ при $0 < t < \infty$, соответствующей однородной системы

$$\dot{x} = A_1 \cdot x \quad (35)$$

получающейся из (32) при $f(t)=0$ или, что то же самое, при отсутствии горизонтальных сейсмических воздействий $\ddot{x}_c=0$. Кроме того, как показано в [24], для асимптотической устойчивости линейной неоднородной системы (32) при любом свободном члене $f(t)$ необходимо и достаточно, чтобы была асимптотически устойчивой соответствующая однородная система (35).

В соответствии с [24] линейная однородная система уравнений (35) устойчива тогда и только тогда, когда все характеристические корни $\lambda_i = \lambda_i(A_1)$ матрицы A_1 обладают неположительными вещественными частями $\text{Re}\lambda_i(A_1) \leq 0$, причем характеристические корни, имеющие нулевые вещественные части, допускают лишь простые элементарные делители (соответствующие клетки Жордана сводятся к одному элементу). Более того, линейная однородная система уравнений (35) с постоянной матрицей A_1 асимптотически устойчива тогда и только тогда, когда все характеристические корни $\lambda_i = \lambda_i(A_1)$ матрицы A_1 имеют отрицательные вещественные части, т.е. $\text{Re}\lambda_i(A_1) < 0$.

Для того, чтобы все корни характеристического уравнения (33) имели отрицательные вещественные части необходимо и достаточно, чтобы удовлетворялись условия Гурвица [17]:

$$a_1 > 0, a_3 > 0, a_4 > 0, a_3(a_1 a_2 - a_3) - a_4 a_1^2 > 0 \quad (36)$$

В случае отсутствия затуханий коэффициенты $a_1, a_3=0$ и первые два условия (36) не удовлетворяются. Следовательно, асимптотической устойчивости как однородной, так и неоднородной дифференциальных систем (35), (32) при отсутствии затухания не может быть. Для их устойчивости требуется выполнение условий $\text{Re}\lambda_i(A_1) \leq 0$, где корни биквадратного уравнения (34) определяются выражениями

$$\lambda_1^2 = (-a_2 + \sqrt{\phi}) / (2J_c), \lambda_2^2 = (-a_2 - \sqrt{\phi}) / (2J_c), \phi = K_g^2 + J_a^2 \sigma^4 + 2\sigma^2 K_g (m h^2 - J_c), a_2 = K_g + J_a \sigma^2$$

Следовательно, если выполняются условия $a_2, \phi > 0$, то все четыре корня уравнения (34) различные и мнимые, т.е. $\text{Re}\lambda_i(A_1) = 0$ и решения уравнений (32) и (35) устойчивы.

В случае, когда $\phi < 0, a_2 > 0$ все корни уравнения (34) комплексные сопряженные $\lambda_{1,2} = \alpha \pm i\beta, \lambda_{3,4} = -\alpha \pm i\beta$ где α, β – вещественные и положительные числа. То есть, среди корней характеристического уравнения имеются корни с положительной вещественной частью и решения уравнений (32), (35) неустойчивы. В граничном случае $\phi=0$ области устойчивости характеристическое уравнение имеет двукратные мнимые корни и возникают колебания с возрастающими амплитудами, т.е., и в этом случае возникает неустойчивость.

Одним из специфических явлений, природа которого лежит в нелинейной структуре уравнений движения, можно считать неустойчивость вынужденных колебаний твердого тела. В силу наличия нелинейных связей между координатами вынужденные колебания жесткого здания, возбуждаемые сейсмическими силами, могут оказаться неустойчивыми. Неустойчивость эта является специфической [28] и выражается в резкой перестройке режима колебаний. Как только условия неустойчивости окажутся реализованными, возникает сложный переходный колебательный процесс, сопровождаемый биениями, в результате которого система переходит от прежнего состояния – режима вынужденных колебаний в новое состояние – в режим (резонансных) нелинейных пространственных колебаний. Последний формируется как заключительный этап процесса и приобретает характер стационарного (устойчивого) режима.

Первый этап исследования нелинейных колебаний жесткого сооружения на деформируемом основании при сейсмических воздействиях должен быть посвящен изучению и установлению условий возникновения пространственной неустойчивости вынужденных колебаний на основе линеаризованных уравнений движения.

Второй этап должен быть направлен на изучение тех пространственных (резонансных) колебаний, которые устанавливаются в результате возникновения пространственной неустойчивости и перераспределения энергии между поступательными и качательными колебаниями. Этот этап, как правило, не является предметом исследований в научно-технической литературе по сейсмостойкости зданий и сооружений и не отражен в требованиях отмененных и действующих норм, например [9-10]. Опасность возникновения пространственной неустойчивости усиливается еще и тем, что вновь возникающие колебания иногда в несколько раз превышают те вынужденные колебания, которые были до возникновения неустойчивости [28].

6. Вопросы динамической устойчивости колебаний сооружения при вертикальных сейсмических воздействиях

Пусть вектор-столбец $\mathbf{x}=[x \ v \ y \ w \ \varphi \ \psi]^T$ является возмущенным решением системы уравнений (25)-(26), а вектор-столбец $\mathbf{x}_0=[x_0 \ v_0 \ y_0 \ w_0 \ \varphi_0 \ \psi_0]^T$ является каким-либо частным решением этой системы уравнений - невозмущенным движением. Так, например, невозмущенное решение при отсутствии горизонтальных сейсмических воздействий представляет собой вектор $\mathbf{x}_0=[0 \ 0 \ y_0 \ w_0 \ 0 \ 0]^T$ в котором $x_0(t)=0, \dot{x}_0(t)=0, \varphi_0(t)=0, \dot{\varphi}_0(t)=0$, а $y_0(t)$ и $w_0(t)=\dot{y}_0(t)$ удовлетворяют нелинейным дифференциальным уравнениям (17)-(20) с начальными условиями соответствующими состоянию равновесия. Здесь вертикальное колебание y_0 представляет собой решение второго уравнения (22) и представимо в виде $y_0(t)=-g/k^2+y_1(t)$, где $y_1(t)$ - затухающие вертикальные колебания сооружения, являющиеся решением третьего уравнения (27) и $w=\dot{y}_1(t)$.

Для исследования динамической устойчивости невозмущенного движения \mathbf{x}_0 преобразуем уравнения движения к новым переменным - возмущениям $x_\varepsilon \ v_\varepsilon \ y_\varepsilon \ w_\varepsilon \ \varphi_\varepsilon \ \psi_\varepsilon$ которые представляют собой разницу между компонентами векторов \mathbf{x} и \mathbf{x}_0 . Тогда в новых переменных возмущенного движения уравнения (26) примут соответствующий вид, из способа построения которых следует, что невозмущенному движению соответствует тривиальное решение $x_\varepsilon=v_\varepsilon=y_\varepsilon=w_\varepsilon=\varphi_\varepsilon=\psi_\varepsilon=0$.

Для решения задачи устойчивости тривиального решения необходимо разложить правые части этих уравнений в ряды по степеням соответствующих переменных. Так как правые части указанных уравнений равны нулю при тривиальном решении, то разложения не будут содержать свободных членов и можно записать уравнения возмущенного движения в виде суммы линейной и нелинейной частей:

$$\begin{aligned} J_c \dot{V}_\varepsilon &= V_1 \cdot x_\varepsilon + V_2 \cdot v_\varepsilon + V_3 \cdot y_\varepsilon + V_4 \cdot w_\varepsilon + V_5 \cdot \varphi_\varepsilon + V_6 \cdot \psi_\varepsilon + V^* \\ J_c \dot{W}_\varepsilon &= W_1 \cdot x_\varepsilon + W_2 \cdot v_\varepsilon + W_3 \cdot y_\varepsilon + W_4 \cdot w_\varepsilon + W_5 \cdot \varphi_\varepsilon + W_6 \cdot \psi_\varepsilon + W^* \\ J_c \dot{\Psi}_\varepsilon &= \Psi_1 \cdot x_\varepsilon + \Psi_2 \cdot v_\varepsilon + \Psi_3 \cdot y_\varepsilon + \Psi_4 \cdot w_\varepsilon + \Psi_5 \cdot \varphi_\varepsilon + \Psi_6 \cdot \psi_\varepsilon + \Psi^* \end{aligned} \quad (37)$$

где V^*, W^*, Ψ^* - совокупность членов выше первого порядка малости.

Для решения задачи устойчивости достаточно рассматривать систему линейных уравнений первого приближения (25), (37) в которой нелинейные члены равны нулю ($V^*=W^*=\Psi^*=0$) и установить необходимые и достаточные условия устойчивости по первому приближению.

Коэффициенты v_j, w_j, ψ_j системы уравнений (37) в общем случае являются переменными и при малых возмущениях определяются частными производными правых частей уравнений (26) по соответствующим переменным при значениях компонент вектора \mathbf{x} равным компонентам вектора \mathbf{x}_0 . Не выписывая здесь громоздких выражений для общего случая, приведем окончательные значения указанных коэффициентов для невозмущенного движения при наличии только вертикальных сейсмических воздействий. В этом случае:

$$v_1 = -J_a \cdot \sigma^2, v_2 = -2n_x J_a, v_3 = 0, v_4 = 0, v_5 = hK_g + mh^2(g + \ddot{y}_c + \ddot{y}_1), v_6 = 2n_\phi h J_a,$$

$$w_1 = 0, w_2 = 0, w_3 = -J_c \kappa^2, w_4 = -2n_y J_c, w_5 = 0, w_6 = 0$$

$$\psi_1 = mh\sigma^2, \psi_2 = 2n_x mh, \psi_3 = 0, \psi_4 = 0, \psi_5 = -K_g, \psi_6 = -2n_\phi J_a$$

Таким образом, все коэффициенты в линейных членах уравнений (37) постоянны, кроме коэффициента v_5 , который представлен в виде суммы постоянной и переменной частей $v_5 = hK_g + mh^2 \cdot S(t)$, $S(t) = g + \ddot{y}_c + \ddot{y}_1$. При этом уравнения первого приближения распадаются на две группы уравнений. Первая группа состоит из двух уравнений $\dot{w}_\epsilon = -\kappa^2 \cdot y_\epsilon - 2n_y \cdot w_\epsilon$, $\dot{y}_\epsilon = w_\epsilon$, которая приводится к уравнению второго порядка свободных вертикальных колебаний $\ddot{y}_\epsilon + 2n_y \cdot \dot{y}_\epsilon + \kappa^2 y_\epsilon = 0$. Вторая группа приводится к двум уравнениям, которые составляют систему четырех однородных параметрических уравнений разрешенных относительно старших производных

$$J_c \dot{x}_\epsilon = J_c v_\epsilon, J_c \dot{\phi}_\epsilon = J_c \psi_\epsilon$$

$$J_c \dot{y}_\epsilon = v_1 \cdot x_\epsilon + v_2 \cdot v_\epsilon + v_5 \cdot \phi_\epsilon + v_6 \cdot \psi_\epsilon \quad (38)$$

$$J_c \dot{\psi}_\epsilon = \psi_1 \cdot x_\epsilon + \psi_2 \cdot v_\epsilon + \psi_5 \cdot \phi_\epsilon + \psi_6 \cdot \psi_\epsilon$$

Эта группа уравнений сводится к двум дифференциальным уравнениям второго порядка:

$$J_c \ddot{x}_\epsilon + (-2n_x \dot{x}_\epsilon + \sigma^2 x_\epsilon) \cdot J_a = 2n_\phi h J_a \dot{\phi}_\epsilon + (hK_g + mh^2 \cdot S(t)) \cdot \phi_\epsilon \quad (39)$$

$$J_c \ddot{\phi}_\epsilon + 2n_\phi J_a \dot{\phi}_\epsilon + K_g \phi_\epsilon = 2mhn_x \dot{x}_\epsilon + mh\sigma^2 x_\epsilon \quad (40)$$

первое из которых является параметрическим. Эти два уравнения можно привести к одному интегро-дифференциальному уравнению второго порядка относительно переменной x_ϵ разрешая второе уравнение относительно переменной ϕ_ϵ и подставляя полученное выражение в правую часть первого уравнения.

В работах [21-23] существенна недостаточность самой постановки задачи расчета высотного здания на вертикальные сейсмические воздействия. Здесь уже только допущение о податливости основания приводит к необходимости исследования двумерных или трехмерных вертикальных, горизонтальных и качательных колебаний сооружения. И только в идеальном случае отсутствия отклонения симметричного здания от вертикали и смещения центра давления, вертикальные колебания с учетом эффектов SSI описываются вторым уравнением (22). При этом необходимо исследовать динамическую устойчивость (реализуемость) чисто вертикальных колебаний сооружения, основываясь на исследовании устойчивости тривиального решения параметрической системы (38), или параметрической системы второго порядка (39)-(40).

Отметим, что в работах [29, 30] предпринята попытка рассмотрения вопросов сочетания работы системы общей сейсмоизоляции сооружения с эффектами динамического взаимодействия с грунтовым основанием. В [29] исследовалась совместная работа сейсмоизолирующей системы (СИС), установленной под фундаментом жесткого сооружения на податливом грунтовым основании. Для одномерных вертикальных колебаний двухмассовой системы в составе – нижняя плита СИС, а также верхнее жесткое строение использованы уравнения колебаний для сооружений цепной структуры.

Следует отметить, что использованные в работе [29] идеализированные уравнения одномерных вертикальных колебаний сейсмоизолированного сооружения с эффектами SSI ошибочны, так как не учитывают постоянно действующие силы тяжести нижней плиты СИС и верхнего строения. Кроме того и, что более существенно, здесь имеет место та же самая недостаточность постановки задачи, что и для высотных сооружений – не проводится анализ как устойчивости состояний равновесия, так и динамической устойчивости

(реализуемости) вертикальных колебаний. Это значит, что не выясняются условия, при которых только вертикальные колебания невозможны и возникают горизонтальные и качательные колебания. Более того, не исследованы различные возможности типа совпадения частот колебаний (кратные частоты), резонанса или антирезонанса.

Для исследования динамической устойчивости вертикальных колебаний в идеальном случае введем, как и выше, вектор-столбец $\mathbf{z}=[x \ v \ \varphi \ \psi]^T$ и запишем линейные однородные уравнения (38) в матричной форме

$$\dot{\mathbf{z}}=\mathbf{A}(t)\cdot\mathbf{z} \quad (41)$$

где $\mathbf{A}(t)$ – переменная 4×4 матрица, представимая в виде суммы $\mathbf{A}(t)=\mathbf{A}_1+\mathbf{A}_2(t)$ постоянной невырожденной матрицы \mathbf{A}_1 и переменной вырожденной матрицы $\mathbf{A}_2(t)$. При этом в постоянной матрице \mathbf{A}_1 все элементы совпадают с элементами матрицы \mathbf{A} при $S(t)=0$. В матрице $\mathbf{A}_2(t)$ все столбцы кроме третьего – нулевые, а элемент a_{23} – переменный, равный $m h^2 \cdot S(t)/J_c$.

Устойчивость тривиального решения $\mathbf{z}=0$ уравнений (41) и устойчивость решения второго уравнения (22) означает, что существуют чисто вертикальные колебания сооружения при наличии поступательных и качательной жесткостей основания.

Не приводя здесь исследования устойчивости решений однородной параметрической системы (41) с переменными коэффициентами, отметим [24], что эта дифференциальная система устойчива по Ляпунову тогда и только тогда, когда каждое ее решение $\mathbf{z}=\mathbf{z}(t)$ ограничено на полуоси $0<t<\infty$. Более того, система уравнений (41) асимптотически устойчива тогда и только тогда, когда все ее решения стремятся к нулю при $t\rightarrow\infty$. При этом следует отметить, что для нелинейной дифференциальной системы из ограниченности ее решений, вообще говоря, не следует их устойчивость.

Выводы и предложения

1. На примере плоскопараллельных движений жесткого сооружения с учетом эффектов взаимодействия с основанием (SSI) показано, что его колебания описываются нелинейными дифференциальными уравнениями и лишь в случаях малых отклонений от состояния равновесия – непараметрическими или параметрическими линейными уравнениями. Установлено наличие различных частных решений (невозмущенных движений) нелинейной и линейной систем дифференциальных уравнений, описывающих колебания сооружения при различных вариантах горизонтальных и вертикальных сейсмических воздействий.

2. Показано, что только при вертикальных сейсмических воздействиях и начальных условиях соответствующих состоянию равновесия жесткое сооружение совершает вертикальные колебания без поворота (подпрыгивание) исследование реализуемости которых приводит к анализу на устойчивость тривиального решения линейной параметрической системы дифференциальных уравнений.

3. Отмечена недостаточность в работах [21-23, 29-30] постановки задачи расчета высотного здания, а также расчета совместной работы сейсмоизолирующей системы, установленной под фундаментом жесткого сооружения на вертикальные сейсмические воздействия, где уже только допущение о податливости основания приводит к необходимости анализа динамической устойчивости (реализуемости) вертикальных колебаний на основе двумерных или трехмерных уравнений колебаний сооружения.

4. Проведена линеаризация нелинейных дифференциальных уравнений движения жесткого сооружения в малой окрестности положения статического равновесия, когда относительные горизонтальные смещения и углы поворота нулевые, а вертикальное смещение определяется весом сооружения на деформируемом основании. Показано, что

линеаризованные уравнения принимают вид непараметрических неоднородных уравнений и вид параметрических неоднородных уравнений в случае повторного землетрясения, для которого колебания от первичного землетрясения еще не затихли.

5. Полученная линеаризованная система дифференциальных уравнений имеет специфическую структуру – в ней вертикальные колебания являются базовыми и зависят только от вертикальных сейсмических воздействий. В то же время двумерные горизонтальные и качательные колебания описываются непараметрическими неоднородными уравнениями, зависящими только от горизонтальных сейсмических воздействий и параметрическими уравнениями, зависящими от вертикальных сейсмических воздействий и вертикальных относительных смещений при воздействии повторного землетрясения через короткий промежуток времени.

6. Проведено исследование устойчивости исходных нелинейных дифференциальных уравнений плоскопараллельных горизонтально-качательных колебаний при горизонтальных сейсмических воздействиях и отсутствии затухания колебаний. Получено частотное уравнение для связанных горизонтально - качательных колебаний и показано, что оно отличается от соответствующего частотного уравнения, приведенного в работе [21]. Указанное различие приводит к выводу о том, что в [21], как и монографии [5], используются ошибочные уравнения горизонтально - качательных плоскопараллельных колебаний жесткого здания на податливом основании, где не учитывается момент от веса сооружения при его наклоне.

7. Основным в расчетах и конструировании сооружений с учетом их взаимодействия с основанием в сейсмических районах является как расчет динамической устойчивости положения равновесия (устойчивости против опрокидывания и скольжения) требуемый нормами [9-10], а также расчет динамической устойчивости различных частных (невозмущенных) движений, требования к необходимости проведения которых отсутствуют в научных публикациях и предложениях к нормам нового поколения, например [21-23, 29-32], а также в действующих и отмененных нормах по сейсмостойкому строительству.

8. Определение особых сейсмических нагрузок, вызывающих особые расчетные состояния сооружений, следует дополнительно к предложениям [1-2] расширить как модель воздействия в виде квазимногочлена содержащего набор осциллирующих функций с частотами вызывающими не только обычный резонанс при некрatных или кратных собственных частотах, а также вызывающими параметрический резонанс (элементов) сооружения.

9. Отсутствие требований к расчету динамической устойчивости (реализуемости) различных частных (невозмущенных) движений, таких, как только вертикальные или горизонтально-качательные колебания, является существенным недостатком отмененных и действующих норм по сейсмостойкому строительству. Указанный недостаток не позволяет выяснить условия возникновения пространственной неустойчивости колебаний сооружений и возможность возникновения особых (аварийных) колебаний, которые устанавливаются на основе существенно нелинейных уравнений движения.

10. Отсутствие требований к расчету динамической устойчивости различных частных (невозмущенных) движений означает, что в нормах [9-10] не выделены аварийные сейсмические нагрузки и аварийные расчетные ситуации, требуемые п.6 статьи 16 Федерального закона №384-ФЗ, несмотря на то, что во введении продекларировано, что СП [8] составлен с учетом требований этого закона.

Список литературы

1. Ведяков И.И., Востров В.К. Развитие моделей колебаний основания и нормативных подходов к расчетам ответственных сооружений на сейсмические воздействия // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. №2. С.32-54.
2. Смирнова Л.Н., Уздин А.М., Прокопович С.В. Некоторые особенности моделирования расчетных акселерограмм // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2019. №1.С.33-41.
3. Аубакиров А.Т. К расчету зданий на сейсмоизолирующих фундаментах с элементами сухого трения // Строительная механика и расчет сооружений. 1986.№3.С.70-74.
4. Дурсенева Н.В., Индейкин А.В., Уздин А.М. Учет вертикальной компоненты сейсмического воздействия на работу сейсмоизолированного сооружения с кинематическими фундаментами // Известия Петербургского университета путей сообщения. 2013. №3(16).С.107-111.
5. Бирбраер А.Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость. С-Пб.: Наука. 1998. 256 с.
6. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий (Основы теории сейсмостойкости). М.: Высшая школа.1983. 304 с.
7. Тяпин А.Г. Современные нормативные подходы к расчету ответственных сооружений на сейсмические воздействия. М.: Изд-во АСВ. 2018. 518 с.
8. Окамото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений. М.: Стройиздат.1980. 342 с.
9. СП 14.13330.2018 «СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах».
10. Изменение №1 к СП 14.13330.2018 «СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах».
11. Ведяков И.И., Востров В.К. Аварийные расчетные ситуации и аварийные сейсмические нагрузки // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2016. №5. С.33-38.
12. Леонов М.Я. К теории параметрического резонанса // Известия АН Кирг. ССР. 1974. №2. С.8-14.
13. Леонов М.Я. Устойчивость квазигармонических колебаний // ДАН СССР.1949.№5.Т.64.
14. Леонов М.Я. Прочность и устойчивость механических систем. Фрунзе: Илим. 1987. 280 с.
15. Пановко Я.Г. Введение в теорию механических колебаний. М.: Наука.1971.239 с.
16. Пановко Я.Г., Губанова И.И. Устойчивость и колебания упругих систем. М.: Наука.1979. 384 с.
17. Тимошенко С.П. Колебания в инженерном деле. М.: Наука.1967. 444 с.
18. Тимошенко С., Юнг Д. Инженерная механика. М.: Государственное научно-техническое изд-во машиностроительной литературы. 1960. 507 с.
19. Болотин В.В. Динамическая устойчивость упругих систем. М.: ГИТТЛ.1956.595 с.
20. Гольденблат И.И. Динамическая устойчивость сооружений. М.: ГИСЛ.1948.59 с.
21. Тяпин А.Г. Применение комбинированного асимптотического метода для расчета высотного здания на сейсмическое воздействие. Роль взаимодействия с основанием // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2018. №5.С.24-28.
22. Тяпин А.Г., Топорков А.С., Михайлов В.С. Применение комбинированного асимптотического метода для расчета высотного здания на сейсмическое воздействие. Результаты // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2018. №4.С.32-42.
23. Тяпин А.Г. Применение комбинированного асимптотического метода для расчета высотного здания на сейсмическое воздействие. Особенности реакции низкочастотного сооружения // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2018. №6.С.19-24.
24. Демидович Б.П. Лекции по математической теории устойчивости. М.: Наука. 1967. 472 с.
25. Малкин И.Г. Теория устойчивости движения. М.:Наука.1966.305 с.

26. Малкин И.Г. Некоторые задачи теории нелинейных колебаний. М.: Едиториал УРСС. 2004. 496 с.
27. Андронов А.А., Витт А.А., Хайкин С.Э. Теория колебаний. М.: Наука.1981. 568 с.
28. Гениев Р.Ф., Кононенко В.О. Колебания твердых тел. М.: Наука. 1976.431с.
29. Тяпин А.Г. Сейсмоизоляция под фундаментом сооружения, взаимодействующего с основанием. Часть I. Одномерная линейная модель // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2016. №5.С.25-32.
30. Тяпин А.Г. Сейсмоизоляция под фундаментом сооружения, взаимодействующего с основанием. Часть II. Многомерная линейная модель // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2016. №6. С.20-26.
31. Тяпин А.Г. Некоторые соображения о нормах нового поколения. Часть I: Общие положения и задание сейсмического воздействия // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2019. №5.С.7-14.
32. Тяпин А.Г. Некоторые соображения о нормах нового поколения. Часть II: Определение совместных усилий в линейно-спектральном методе // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2019.№5.С.15-18.

References

1. Vedyakov I.I., Vostrov V.K. Razvitie modelei kolebaniia osnovaniia i normativnykh podkhodov k raschetam otvetstvennykh sooruzhenii na seismicheskie vozdeistviia. Seismostoi'koe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii. 2020, no. 2, pp.32-54. (In Russian)
2. Smirnova L.N., Uzdin A.M., Prokopovich S.V. Nekotorye osobennosti modelirovaniia raschetnykh akselerogramm. Seismostoi'koe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii. 2019, no.1 pp.33-41. (In Russian)
3. Aubakirov A.T. K raschetu zdaniia na seismoizoliruiushchikh fundamentakh s ehlementami sukhogo treniia. Stroitel'naia mekhanika i raschet sooruzhenii. 1986, no.3, pp.70-74. (In Russian)
4. Durseneva N.V., Indeikin A.V., Uzdin A.M. Uchet vertikal'noi komponenty seismicheskogo vozdeistviia na rabotu seismoizolirovannogo sooruzheniia s kinematicheskimi fundamentami. Izvestiia Peterburgskogo universiteta putei soobshcheniia. 2013, no. (16), pp.107-111. (In Russian)
5. Birbraer A.N. Raschet konstruktsii na seismostoi'kost'. S-Pb.: Nauka. 1998. 256 p. (In Russian)
6. Poliakov S.V. Seismostoi'kie konstruktsii zdaniia (Osnovy teorii seismostoi'kosti). M.: Vysshaia shkola.1983. 304 p. (In Russian)
7. Tyapin A.G. Sovremennye normativnye podkhody k raschetu otvetstvennykh sooruzhenii na seismicheskie vozdeistviia. M.: Izd-vo ASV. 2018. 518 p. (In Russian)
8. Okamoto SH. Seismostoi'kost' inzhenernykh sooruzhenii. M.: Stroizdat.1980. 342 p. (In Russian)
9. SP 14.13330.2018 «SNIP II-7-81* Stroitel'stvo v seismicheskikh raionakh». (In Russian)
10. Izmenenie №1 k SP 14.13330.2018 «SNIP II-7-81* Stroitel'stvo v seismicheskikh raionakh». (In Russian)
11. Vedyakov I.I., Vostrov V.K. Avariinye raschetnye situatsii i avariinye seismicheskie nagruzki. Seismostoi'koe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii. 2016, no. 5, pp.33-38. (In Russian)
12. Leonov M.Ia. K teorii parametricheskogo rezonansa. Izvestiia AN Kirg. SSR. 1974, no. 2, pp.8-14. (In Russian)
13. Leonov M.Ia. Ustoichivost' kvazigarmonicheskikh kolebaniia. DAN SSSR.1949, no.5, vol.64. (In Russian)
14. Leonov M.Ia. Prochnost' i ustoi'chivost' mekhanicheskikh sistem. Frunze: Ilim. 1987. 280 p. (In Russian)

15. Panovko I.A.G. Vvedenie v teoriuu mekhanicheskikh kolebani. M.: Nauka.1971.239 p. (In Russian)
16. Panovko I.A.G., Gubanova I.I. Ustoichivost' i kolebaniia uprugikh sistem. M.: Nauka.1979. 384 p. (In Russian)
17. Timoshenko S.P. Kolebaniia v inzhenernom dele. M.: Nauka.1967. 444 p.
18. Timoshenko S., Iung D. Inzhenernaia mekhanika. M.: Gosudarstvennoe nauchno-tekhnicheskoe izd-vo mashinostroitel'noi literatury. 1960. 507 p. (In Russian)
19. Bolotin V.V. Dinamicheskaiia ustoichivost' uprugikh sistem. M.: GITTL.1956.595 p. (In Russian)
20. Gol'denblatt I.I. Dinamicheskaiia ustoichivost' sooruzhenii. M.: GISL.1948.59 p.
21. Tyapin A.G. Primenenie kombinirovannogo asimptoticheskogo metoda dlia rascheta vysotnogo zdaniia na seismicheskoe vozdeistvie. Rol' vzaimodeistviia s osnovaniem. Seismostoiikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii. 2018, no.5, pp. 24-28. (In Russian)
22. Tyapin A.G., Toporkov A.S., Mikhailov V.S. Primenenie kombinirovannogo asimptoticheskogo metoda dlia rascheta vysotnogo zdaniia na seismicheskoe vozdeistvie. Rezul'taty. Seismostoiikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii. 2018, no.4, pp.32-42. (In Russian)
23. Tyapin A.G. Primenenie kombinirovannogo asimptoticheskogo metoda dlia rascheta vysotnogo zdaniia na seismicheskoe vozdeistvie. Osobennosti reaktsii nizkochastotnogo sooruzheniia. Seismostoiikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii. 2018, no.6, pp.19-24. (In Russian)
24. Demidovich B.P. Lektsii po matematicheskoi teorii ustoichivosti. M.: Nauka. 1967. 472 p. (In Russian)
25. Malkin I.G. Teoriia ustoichivosti dvizheniia. M.:Nauka.1966.305 p. (In Russian)
26. Malkin I.G. Nekotorye zadachi teorii nelineinykh kolebani. M.: Editorial URSS. 2004. 496 p. (In Russian)
27. Andronov A.A., Vitt A.A., Khaikin S.Eh. Teoriia kolebani. M.: Nauka.1981. 568 p. (In Russian)
28. Geniev R.F., Kononenko V.O. Kolebaniia tverdykh tel. M.: Nauka. 1976.431p. (In Russian)
29. Tyapin A.G. Seismoizoliatsiia pod fundamentom sooruzheniia, vzaimodeistvuiushchego s osnovaniem. Chast' I. Odnomernaia lineinaia model'. Seismostoiikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii. 2016, no.5, pp.25-32.
30. Tyapin A.G. Seismoizoliatsiia pod fundamentom sooruzheniia, vzaimodeistvuiushchego s osnovaniem. Chast' II. Mnogomernaia lineinaia model'. Seismostoiikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii. 2016, no.6, pp.20-26. (In Russian)
31. Tyapin A.G. Nekotorye soobrazheniia o normakh novogo pokoleniia. Chast' I: Obshchie polozheniia i zadanie seismicheskogo vozdeistviia. Seismostoiikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii. 2019, no.5, pp.7-14. (In Russian)
32. Tyapin A.G. Nekotorye soobrazheniia o normakh novogo pokoleniia. Chast' II: Opredelenie sovместnykh usilii v lineino-spektral'nom metode. Seismostoiikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii. 2019, no.5, pp.15-18. (In Russian)

Сведения об авторах/Information about authors

Ведяков Иван Иванович, доктор технических наук, профессор, директор ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство»

vedykov@gmail.com

Ivan I. Vedyakov, Doctor of Technical Sciences, Professor, Director of the Central Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Kucherenko of JSC RCC.

vedykov@gmail.com

Востров Владимир Кузьмич, доктор технических наук, профессор
vostrv@mail.ru
Vladimir K. Vostrov, Doctor of Technical Sciences, Professor
vostrv@mail.ru

Поступила в редакцию / Received – 15.03.2021

Поступила после рецензирования и доработки / Revised – 16.04.2021

Принята к публикации / Accepted – 23.04.2021

УДК 550.34

DOI [10.37153/2618-9283-2021-2-38-53](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-2-38-53)

Сейсмическое районирование

Решение прямой задачи как новый метод сейсмического микрорайонирования

Алешин А.С.¹, Погребченко В.В.¹, Никитин С.Н.¹

¹Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН. Москва, Российская Федерация

Аннотация: В статье описан новый вид сейсмического микрорайонирования, получивший наименование метода решения прямой задачи. Основным методическим приемом при этом принимается формирование на основе комплексных инженерно-геологических и геофизических исследований моделей грунтовой толщи. Предложена оригинальная техника компьютерного моделирования, основанная на использовании в качестве исходного сейсмического воздействия короткого импульса ускорений. В расчетах приращения сейсмической интенсивности используется новая формула, учитывающая все факторы влияния свойств грунтов на параметры сейсмических воздействий – сейсмическую жесткость, обводненность, резонансные эффекты и нелинейность реакции грунтов на сильные сейсмические воздействия. По полученным данным производится картирование моделей грунтовых толщ на площадке строительства и определяются параметры сейсмических воздействий, отвечающие свойствам каждой модели грунтовых толщ. Приведенные в статье предложения нашли свое отображение в нормативных документах, посвященных СМР объектов повышенной ответственности и территориальному планированию.

Ключевые слова: сейсмическое микрорайонирование, прямая задача, сейсмические свойства грунтов, модель, спектр реакции, коэффициент динамичности, средняя модель, скорость поперечных волн, сейсмическая жесткость

Для цитирования: Алешин А.С., Погребченко В.В., Никитин С.Н. Решение прямой задачи как новый метод сейсмического микрорайонирования // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2021. № 2. С. 38-53

DOI: [10.37153/2618-9283-2021-2-38-53](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-2-38-53)

Seismic zoning

Solving a direct problem as a new method of seismic microzonation

Aleshin A.S.¹, Pogrebchenko V.V.¹, Nikitin S.N.¹

¹Schmidt Institute of Physics of the Earth Russian Academy of Sciences.
Moscow, Russian Federation

Abstract: The article describes a new type of seismic microzonation, called the method of solving a direct problem. The main methodological technique in this case is the formation of models of the soil layer on the basis of complex engineering-geological and geophysical studies.

@ Aleshin A.S., Pogrebchenko V.V., Nikitin S.N., 2021

An original computer simulation technique based on the use of a short acceleration pulse as the initial seismic impact is proposed. In the calculations of the increment of seismic intensity, a new formula is used that takes into account all the factors of the influence of soil properties on the parameters of seismic impacts – seismic rigidity, water saturation, resonant effects and the nonlinearity of the reaction of soils to strong seismic impacts. Based on the obtained data, the models of ground layers at the construction site are mapped and the parameters of seismic impacts that correspond to the properties of each model of ground massif are determined. The proposals presented in the article are reflected in the regulatory documents devoted to the SMZ of objects of increased responsibility and territorial planning.

Keywords: seismic microzonation, direct problem, seismic properties of soils, model, response spectrum, dynamic coefficient, average model, shear wave velocity, seismic rigidity

For citation: Aleshin A.S., Pogrebchenko V.V., Nikitin S.N. Solving a direct problem as a new method of seismic microzonation. *Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety*. 2021, no. 2, pp. 38-53. (In Russian)

DOI: [10.37153/2618-9283-2021-2-38-53](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-2-38-53)

Введение

Задача сейсмического микрорайонирования (СМР), как известно, состоит в уточнении параметров сейсмических воздействий на площадке строительства и эксплуатации зданий и сооружений в зависимости от местных условий – грунтовых, геоморфологических, гидрогеологических и геофизических. Эта задача решается несколькими способами, из которых наиболее распространенный метод сейсмических жесткостей. Родоначальник метода С.В. Медведев для того, чтобы с помощью количественных соотношений связать свойства грунта с изменением сейсмической интенсивности, использовал зависимость приращения сейсмической интенсивности от трех факторов: величины сейсмической жесткости – произведения скорости упругих волн на плотность, от уровня грунтовых вод и от резонансных явлений в грунтовой толще.

Метод сейсмических жесткостей – исторически один из первых инструментальных способов оценки влияния свойств грунтов на параметры сейсмических воздействий. С одной стороны, это – наиболее часто используемый метод СМР, с другой стороны, в арсенале методов СМР вряд ли можно найти другой метод, подвергающийся столь ожесточенной и разноплановой критике. И, несмотря на это, метод жив. Одна из возможных причин такой живучести метода, по нашему мнению, состоит в том, что С.В. Медведев из множества параметров, характеризующих свойства грунтов, выбрал сейсмическую жесткость, которая через плотность теснейшим образом связана с инженерно-геологическими, а через скорость упругих волн – с сейсмическими свойствами грунтовой толщи.

Связь свойств грунта с параметрами сейсмических воздействий С.В. Медведев в книге [1] основал на корреляционных соотношениях, что с одной стороны обеспечило практическую надежность оценок сейсмической опасности, но с другой, было причиной многих недостатков, обусловленных тем, что корреляционная методика только устанавливает факт влияния того или иного фактора инженерно-геологической обстановки (сейсмическая жесткость, обводненность, рельеф и т.д.) на сейсмический эффект, но не отвечает на вопрос о причинах такого влияния. Альтернативой корреляционной методике уже довольно давно было выдвинута необходимость разработки физических основ СМР [2]. Развитие такого подхода с течением времени и

привело к созданию и внедрению в практику СМР нового метода, основанного на решении прямой задачи, описанию чего посвящена настоящая статья.

1. Физические основы методики

Формально зависимость параметров сейсмических воздействий в форме приращения сейсмической интенсивности от свойств грунта выражается соотношением: $\Delta I_{\Sigma} = \Delta I_{сж} + \Delta I_{ув} + \Delta I_{рез}$, где последовательно прописаны факторы сейсмической реакции грунтов – сейсмическая жесткость, обводненность и резонансный эффект. С.В. Медведев вывел количественные выражения каждого из приведенных факторов.

Зависимость приращения сейсмической интенсивности от сейсмической жесткости определялась им в виде следующего выражения: $\Delta I_{сж} = 1,67 \lg (R_0/R_1)$, где R_0, R_1 – сейсмическая жесткость соответственно жесткого полупространства и рыхлого слоя.

Влияние обводненности С.В. Медведев представил в виде зависимости: $\Delta I_{ув} = K \exp(-0,04h^2)$, где h – глубина уровня грунтовых вод, K – литологический коэффициент.

Учет резонансов является наименее разработанной частью методики сейсмических жесткостей. Влияние резонансных эффектов ограничено учетом колебаний рыхлого слоя на жестком полупространстве. В таком виде методика оценки приращения сейсмической интенсивности нашла, как было сказано, широкое распространение вплоть до сегодняшнего дня [3].

Вместе с тем в ряде публикаций [4-6] были показаны ошибки в каждом из трех слагаемых, входящих в формулу метода сейсмических жесткостей. Кратко рассмотрим аргументы, приведенные в этих работах.

Неверен уже первый основной член формулы метода сейсмической жесткости. В частности неверна предпосылка, при помощи которой было выведено соотношение, определяющее зависимость приращения сейсмической интенсивности от сейсмической жесткости $\Delta I_{сж} = 1,67 \lg (R_0/R_1)$ – равенство потока мощности в двух соседних точках с различным строением грунтов. Это уже было показано в книге [4], теперь кратко повторим этот вывод.

Предположим, что снизу из упругого полупространства с сейсмической жесткостью R_0 на слой рыхлого грунта с сейсмической жесткостью $R_1 < R_0$ нормально падает плоская упругая сдвиговая волна. В таком случае при переходе из скального основания в рыхлый грунт большая часть энергии отражается назад в полупространство. Тем самым при сравнении потоков энергии, выходящих на дневную поверхность, в двух соседних точках условие равенства не соблюдается, что лишает достоверности основное соотношение метода сейсмических жесткостей.

Несмотря на то, что плотность энергии на рыхлом грунте значительно ниже, чем в скальном, амплитуда ускорений на рыхлых грунтах из-за низкой сейсмической жесткости окажется большей, чем ускорение на скальном грунте. Точные математические выкладки и окончательные результаты приведены в цитированных выше работах.

Таким образом, получили общий результат: за счет сейсмической жесткости изменение ускорений может быть различным в зависимости от соотношения сейсмических жесткостей слоев грунта и полупространства, слагающих разрез, и вовсе не так, как принято в настоящее время в Нормативных документах. Это ставит под сомнение корректность использования таблицы 4.1 норматива [3] и методики оценки приращения сейсмической интенсивности по измерениям амплитуд записи слабых землетрясений.

Вместе с тем, полученный результат не противоречит макросейсмическим данным, если принять, что в изменение скоростей смещений, помимо сейсмической жесткости, вносят вклад резонансные эффекты.

Условие равенства потоков энергии в соседних точках на фронте сейсмической волны сохраняется до уровня, на котором свойства среды в двух соседних (с точки зрения

СМР) точках не изменяются. В геологическом отношении этот уровень обычно соответствует кровле скального грунта. Выше этого уровня скальный грунт перекрыт рыхлым осадочным чехлом, свойства которого довольно сильно (сравнительно с нижележащей толщей) варьируют как по глубине, так и по латерали. Для корректного расчета частотных характеристик грунтового массива лучше всего за этот уровень принимать подошву слоя рыхлых грунтов, а частотную характеристику рассчитывать, как отношение спектров колебаний, зарегистрированных в некоторой точке поверхности рыхлых грунтов, к аналогичному спектру на выходе на дневную поверхность скальных грунтов.

Все изложенные соображения позволяют представить связь интенсивности сейсмических колебаний с сейсмической жесткостью грунтового массива в виде измененной формулы сейсмических жесткостей:

$$\Delta I = 3,3 \lg [2/(R_1/R_0+1)] = 1 - 3,3 \cdot \lg(R_1/R_0+1), \quad (1)$$

где индексы 0 и 1 относятся соответственно к нижней и верхней части грунтовой толщи.

Изменение свойств грунта под влиянием обводнения учитывается через изменение сейсмической жесткости. Обводнение увеличивает плотность грунта и по-разному влияет на скорости поперечных волн в грунтах, различающихся литологией вследствие изменения контактного сцепления на границах зерен. Вопросы влияния обводненности на сейсмические свойства дисперсных грунтов рассмотрены в работе [5]. В некоторых случаях (например, при замачивании лессов) уменьшение контактной прочности на границах зерен может привести к частичной или полной потере несущей способности грунта. Сейсмические последствия этого явления достаточно подробно исследованы в работе [7] и потому нет нужды повторять здесь полученные результаты. Никаких других эффектов (вроде гидравлического удара, на что указывалось в ранних работах по этой проблематике) не существует, хотя бы из-за не достаточно высокой интенсивности сейсмических воздействий.

Таково представление первых двух слагаемых формулы сейсмических жесткостей. Что касается учета спектральных особенностей, здесь нельзя обойтись без специальных модельных экспериментов, о чем пойдет речь ниже.

2. Модели грунтовой толщи

Вначале рассмотрим общие вопросы представления задач СМР с использованием моделей сейсмогрунтовых условий.

К этому понятию относятся все локальные особенности геологической обстановки, определяющие специфику сейсмических воздействий – их амплитуду и спектральный состав. В самом общем виде модель сейсмогрунтовых условий определяется набором параметров – скоростью поперечных волн, плотностью, мощностью, константами поглощения и нелинейности каждого слоя, входящего в грунтовую толщу определенной суммарной мощности.

Грунт, как правило, представляет собой слоистую среду, свойства слоев которой различаются порой довольно заметно. Потому свойства слоистой сейсмической среды принято характеризовать величинами средних плотностей и средних скоростей поперечных волн, определяемых по формулам: $\rho_{\text{сред.}} = \sum \rho_i h_i / \sum h_i$; $V_{\text{сред.}} = \sum h_i / \sum (h_i / V_i)$ и средней сейсмической жесткостью $R_{\text{сред.}} = \rho_{\text{сред.}} \cdot V_{\text{сред.}}$.

Предлагается все разнообразие локальных сейсмогрунтовых условий на исследуемой территории разделить на некоторое количество типовых моделей. Наиболее

частым случаем, встречающемся в природе, является модель с постоянными значениями скоростей в каждом слое, причем скорость слоев увеличивается с глубиной. Такой тип геологического разреза естественно назвать "нормальным". Пример "нормального" геологического и сейсмического скоростного разреза приведен на рис. 1.

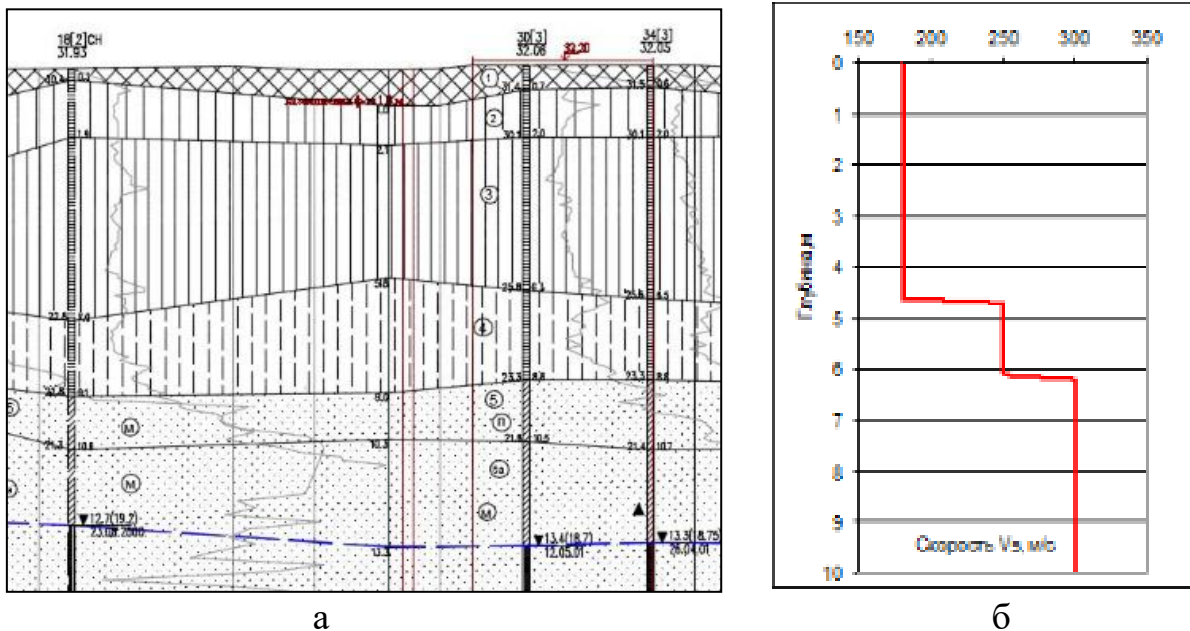


Рисунок 1 – Пример нормального инженерно-геологического (а) и сейсмического (б) разрезов

Figure 1 – Example of normal engineering-geological (a) and seismic (b) sections

Причиной роста скорости сейсмических волн с глубиной является консолидация пород Земли под влиянием процессов метаморфизма и геостатического нагружения.

В противоположность такому «нормальному» закону изменения скорости с глубиной в ряде случаев существуют так называемые инверсные разрезы, в которых скорость в нижележащих слоях характеризуется более низкими значениями, чем в вышележащих слоях.

В качестве примера можно привести данные сейсморазведочных наблюдений в районе г. Калининграда [8]. Здесь на участках, расположенных в пойме р. Преголя, согласно фоновым данным в инженерно-геологических разрезах по близлежащим скважинам в пределах поймы в интервале глубин 3-16 м выделяются низкоскоростные пропластки торфов и илов. Скорость распространения поперечных волн в таких грунтах существенно ниже, чем в песчано-глинистых отложениях. Верхняя часть разреза на этих участках, как правило, представлена насыпными грунтами, достаточно хорошо уплотненными и вследствие этого характеризующимися высокими значениями скоростей упругих волн. Инженерно-геологический разрез участка поймы р. Преголя и соответствующий скоростной разрез, полученный при сейсморазведочных работах на том же участке, приведены на рис.2.

За счет эффекта экранирования выделение в разрезе низкоскоростных слоев при наземных наблюдениях с помощью преломленных волн принципиально невозможно.

Содержание работ в рамках сейсмического микрорайонирования состоит, таким образом, в определении набора моделей и картировании их на районируемой территории. В соответствии с этой картой можно будет определять оптимальные для данной модели конструкции зданий и сооружений.

С точки зрения возможных изменений грунтовых условий при дальнейшей эксплуатации сооружений на карте СМР следует выделить два типа моделей.

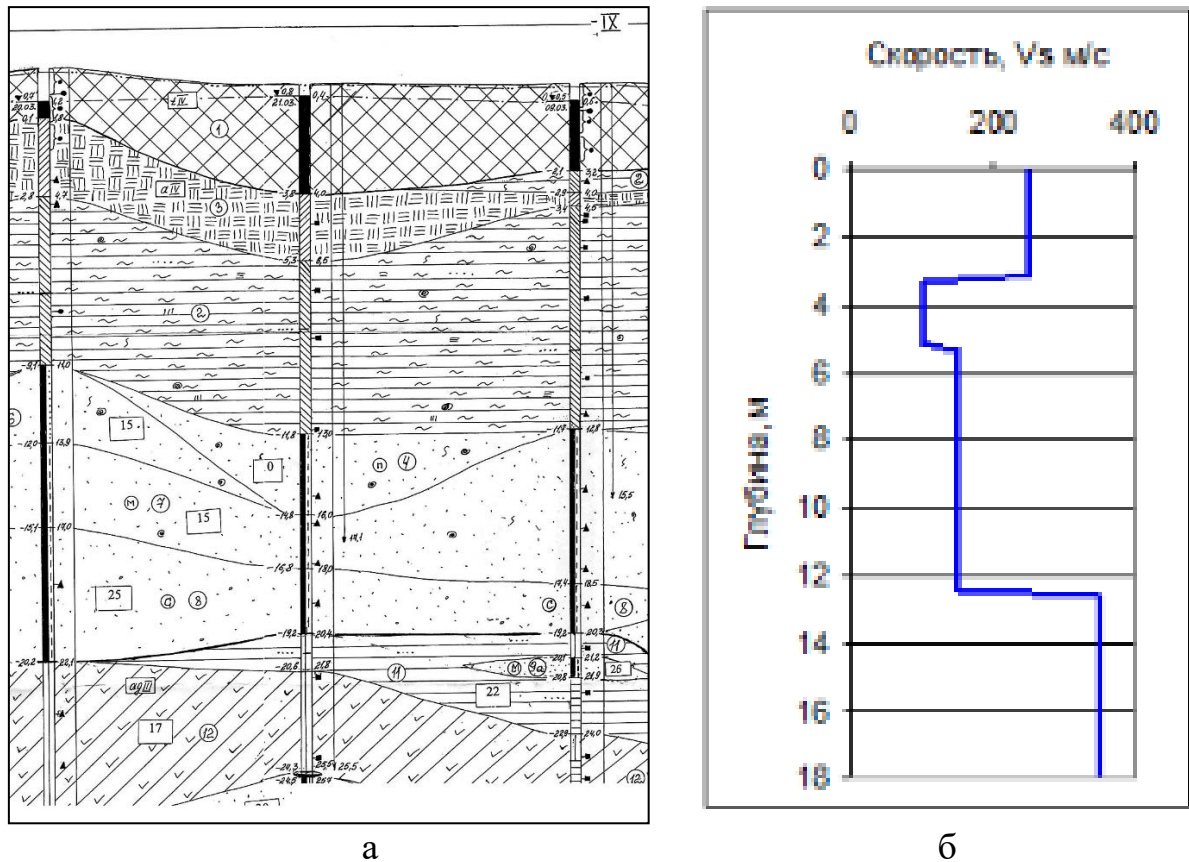


Рисунок 2 – Аномальные инженерно-геологический (а) и сейсмический (б) разрезы

Figure 2 – Anomalous engineering-geological (a) and seismic (b) sections

1) Модели стандартных сейсмогрунтовых условий. Каждая модель определяется набором слоев грунта, представленных в разрезе, характерном для участка территории. Каждый слой характеризуется мощностью, плотностью, упругими (V_p , V_s), нелинейными и диссипативными характеристиками. Для каждой модели определены свои спектральные характеристики (спектры Фурье и спектры реакции), а также коэффициенты динамичности.

2) Модели участков развития опасных геологических процессов – оползней, карстово-суффозионных явлений, подтопления. Поскольку существует возможность активизации их при достаточно сильных сейсмических событиях, следует с особой осторожностью относиться к строительству на таких участках ответственных зданий и сооружений, и, во всяком случае, учитывать эти процессы при проектировании. Реальное количество моделей зависит от сложности сейсмогрунтовых условий на территории районированного объекта.

Таким образом, конечной задачей сейсмического микрорайонирования на площадке предполагаемого строительства является *картирование моделей грунтовых толщ*, различающихся реакцией на сейсмические воздействия, подходящие к ним со стороны упругого (скального) полупространства. Каждый отдельный участок районированной площадки характеризуется набором параметров сейсмического воздействия, определяемого совокупным влиянием, как исходного сейсмического воздействия, так и локальными свойствами грунтовой толщи. При этом желательна замена

балла и приращения балла на физически более содержательные величины, например, уровень ускорения или спектры реакции.

3. Техника моделирования

Задачи СМР решаются с помощью различных расчетных методов, позволяющих получать спектральные характеристики грунтовых толщ, и акселерограммы на свободной поверхности или во внутренних точках слоистой слабо поглощающей среды при падении на ее подошву под произвольным углом из нижнего полупространства продольной или поперечной упругой плоской волны. При заданных параметрах каждого слоя (скорости упругих волн, плотности и мощности слоя) скорости смещений и напряжения при переходе через границы раздела слоев могут быть выражены системой линейных уравнений, которая может быть представлена в матричном виде.

Из компьютерных программ расчетов отклика слоистой упругой среды на сейсмические воздействия на основе матричного метода наибольшее распространение получила программа *NERA* [9], предназначенная для расчета влияния слоистой грунтовой толщи на динамические характеристики сейсмических колебаний, источник которых находится в полупространстве, на поверхности грунта или в любом из слоев грунтовой толщи. Моделировалось одномерное (вертикальное) распространение волн в предположении, что слои грунтовой толщи залегают горизонтально. Расчеты могут проводиться как в линейном приближении, т.е. в предположении пропорциональности напряжений и деформаций, так и в нелинейном приближении на основе модели, учитывающей механизм нелинейного поведения грунтов при сильных сейсмических воздействиях. Входное воздействие задается в цифровом виде акселерограммой. Шаг квантования по времени Δt может изменяться, в соответствии с чем меняется длительность обрабатываемого процесса. Таким образом, общая длительность входной сейсмограммы может меняться в весьма широких пределах. Заданное сейсмическое воздействие можно масштабировать по амплитуде. Скоростной разрез задается системой плоскопараллельных слоев, для каждого из которых задается значение мощности, плотности ρ и скорости V_s . Для того чтобы отобразить модель более точно следует представить разрез большим количеством подслоев. При этом суммарная мощность подслоев должна соответствовать мощности толстого слоя. В этом случае следует руководствоваться требованиями работ [10; 11] из области радиотехники, акустики и сейсмологии, в которых исследован вопрос о представлении объектов с непрерывным распределением свойств дискретными параметрами.

Для каждого слоя задается также тип грунта – песчаный, глинистый, гравелистый или скальный. Соответственно с типом грунта в программе автоматически назначается специфическое поглощение и кривая нелинейной связи между напряжением и деформацией. На этом ввод исходных данных заканчивается. Вычислительная процедура программы *NERA* устроена на базе программы электронных таблиц *Excel*. Выходные данные *NERA* включают выдачу следующих сведений: импульсная реакция системы или акселерограмма с учетом влияния грунтов, коэффициент спектрального усиления, спектр Фурье и спектр реакции при 5% затухании. Помимо этих «стандартных» выходных данных имеется возможность получать коэффициенты динамичности – спектры реакции, нормированные на значения при «нулевом» периоде.

Важным методическим приемом компьютерного моделирования является возбуждение колебаний в модели с использованием короткого импульса длительностью один отсчет по времени. Практически столбик значений акселерограммы заменяется столбиком нулевых значений с единственным ненулевым значением, равным PGA, соответствующего сейсмического события. При моделировании линейных процессов это значение не должно превышать некоего порога, например, 0,1g. Преимуществом такого

способа возбуждения является то, что в спектре входного воздействия присутствуют «все» частоты: при частоте квантования по времени 0,02 с все частоты ниже 50 Гц. С другой стороны возбуждение стандартным импульсом позволяет получить частотную характеристику, свободную от спектра возбуждающего импульса. Для пояснения приведем на рис. 3 в качестве примера сравнение коэффициентов динамичности от возбуждения акселерограммой землетрясения Лома-Приета и коротким импульсом.

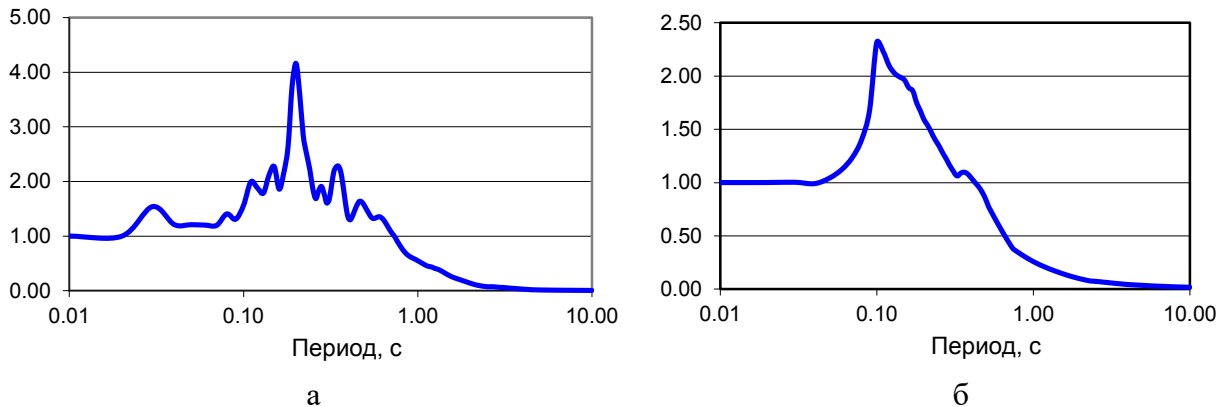


Рисунок 3 – Коэффициенты динамичности записей Лома-Приета (а) и короткого импульса (б)

Figure 3 – Dynamic coefficients of Loma Prieta (a) and short pulse (b) records

Рис.3 показывает, как заметно различаются вид коэффициентов динамичности записей землетрясения в Лома-Приета и короткого импульса. Для записи землетрясения на форме коэффициента динамичности заметно влияние частотных особенностей исходного сейсмического воздействия, в то время как форма графика коэффициента динамичности короткого импульса не искажена влиянием частотной характеристики исходного воздействия: в нем «все» частоты и это не искажает вид суммарной частотной характеристики грунтового массива. Те же замечания относятся к величине максимума коэффициентов динамичности: в случае короткого импульса.

То, что программой рассчитывается одномерная задача, да еще при нормальном падении сейсмических волн на слоистую толщу грунтов, нельзя отнести к недостаткам *NERA*, поскольку именно такая упрощенная постановка задачи отвечает большинству условий СМР и позволяет уверенно контролировать ход решения и получаемые результаты. Более сложная постановка и соответствующая программа, отвечающие условиям вблизи очаговой зоны до сих пор не разработаны и не внедрены в практику работ по СМР.

С использованием описанной методики было промоделировано множество конкретных задач СМР, включая определение значений грунтовых коэффициентов, исследование влияния инверсных разрезов на свойства грунтового массива и роль нелинейных процессов в дисперсных грунтах при сильных сейсмических воздействиях.

Кратко коснемся методических приемов, выполнение которых обязательно при составлении отчета по СМР площадки изысканий. В этом контексте перечислим несколько таблиц, составление которых вошло в состав обязательных моментов при составлении отчета.

1. Таблица физико-механических свойств грунтов. В ней для каждого инженерно-геологического элемента приведены основные данные – плотности, скорости сдвиговых волн, модули деформации, сцепление, сопротивление сжатию и т.п.

2. Таблица, в которой определены параметры сейсмических моделей – мощности слоя, плотности, скорости сдвиговых волн.

3. Таблица расчета интенсивности и приращений интенсивности. Здесь приводятся сведения об исходной и расчетной сейсмичности с обязательной привязкой к каким-то объектам на площадке изысканий. Чаще всего это скважины. При наличии на площадке изысканий объектов с различной степенью ответственности необходимо отметить этот факт в отчетных материалах.

4. Расчетная формула метода

Рассмотрим теперь вопрос об учете в рамках метода решения прямой задачи спектральных особенностей грунтового разреза. Для этого рассмотрим результаты компьютерного моделирования семейства моделей грунтовых условий. Общая модель представляет 30-метровый слой грунта, расположенного на упругом полупространстве с параметрами $V_s = 1000$ м/с, $\rho = 2,2$ т/м³. Параметры слоя грунта последовательно меняются от 1 до 5 соответственно с параметрами грунтовых категорий от А до Е. Упругие колебания возбуждаются коротким импульсом амплитудой 0,1 г, что обеспечивает линейность соотношений «напряжение-деформация».

Результаты моделирования, приведенные в книге [12], показали, что коэффициент динамичности адекватно реагирует на свойства грунтового массива. В достаточно широком диапазоне изменений сейсмической жесткости максимум коэффициента динамичности b находится в диапазоне значений от 2 до 6 и более, т.е. изменяется не менее, чем в 3 раза. В упомянутой работе [12] показана зависимость максимума коэффициента динамичности от сейсмической жесткости R . Таким образом, спектральные свойства грунтового массива могут быть описаны без использования понятия грунтовых категорий. Максимум коэффициента динамичности функционально связан с сейсмической жесткостью грунтового массива.

Если предположить, что значение $b = 2$ соответствует приращению сейсмической интенсивности $\Delta I = 0$ (иными словами отсутствию резонансных явлений), приращение сейсмической интенсивности за счет спектральных свойств грунтового массива по шкале MSK-64 может быть определено с помощью выражения: $(b/2) = 2^{\Delta I}$.

$$\text{Отсюда, логарифмируя, получим выражение } \Delta I \text{ (балл)} = 3,3 \lg b - 1 \quad (2)$$

При $b = 2$ $\Delta I = 0$; при $b = 4$ $\Delta I = 1$; при $b = 6$ $\Delta I = 1,6$ балла.

Объединяя выражения (1) и (2), можно окончательно получить:

$$\Delta I \text{ (балл)} = 1 - 3,3 \cdot \lg(R_1/R_0 + 1) + 3,3 \lg b - 1 = 3,3 \lg b R_0 / (R_0 + R_1), \quad (3)$$

В этом выражении учтено влияние сейсмической жесткости, обводненности (через влияние обводненности на V_s) и спектральная характеристика грунтовой толщи.

5. Мощность расчетной толщи

Одним из важнейших параметров грунтовой толщи в практике СМР является мощность расчетной толщи. Эта величина различно определяется различными нормативными документами. С.В. Медведев считал, что сейсмический эффект определяется главным образом 10-метровой толщиной [1]. В следующем по времени документе [13] мощность грунтовой толщи возросла до 20 м. Наконец, в нормативе [3] мощность грунтовой толщи была определена значением 30 м. Для учета возможной слоистости грунтового массива в этом документе [3] было сделано примечание, что «в случае многослойного строения грунтовой толщи грунтовые условия участка относят к более неблагоприятной категории, если в пределах верхней 30-метровой толщи (считая от планировочной отметки) слой, относящийся к этой категории, имеют суммарную мощность более 10 м». Что такое определение мощности грунтовой толщи, включая

замечание, неудовлетворительно определяет сейсмические свойства грунтовой толщ, показывает следующий модельный пример. Допустим, что грунтовые условия на площадке СМР описываются следующими двумя моделями, параметры которых представлены в таблице 1. В соответствии с определениями норматива [3] грунты обеих моделей по таблице 4.1 и примечанию 2 к ней относятся к разным сейсмогрунтовым категориям: М-1 ко второй, а М-2 к третьей грунтовой категории, что соответствует изменению сейсмической нагрузки в два раза. Промоделируем данную ситуацию, чтобы оценить справедливость утверждений нормативного документа [3].

Параметры моделей приведены в Таблице 1. Результаты моделирования в виде графиков коэффициентов динамичности по обеим моделям приведены на рис.4.

Очевидно, что максимумы коэффициентов динамичности обеих моделей отличаются незначительно. Напротив, заметно различаются периоды обеих моделей, что естественно: для модели М-2 с большей мощностью рыхлого слоя период максимума коэффициента динамичности $T_2=0,62$ с значительно больше периода модели М-1 $T_1=0,2$ с. Если сравнить средние сейсмические жесткости 30-метровой мощности двух рассмотренных моделей, как показывает таблица 1, они различаются весьма значительно, в то время как значение сейсмической жесткости слоя рыхлого грунта одно и то же.

Таблица 1 – Параметры моделей грунтовых толщ
 Table 1 – Parameters of soil massif models

Модель 1					
Номер слоя	Мощность слоя, м	Плотность, т/м ³	Скорость V_s , м/с	Средняя сейсмическая жесткость R_{30} , тм ⁻² с ⁻¹	Средняя сейсмическая жесткость R_l , тм ⁻² с ⁻¹
1	9	1.5	200	841	300
2	21	2.0	1000		
Модель 2					
1	28	1,5	200	323	300
2	2	2.0	1000		

Таким образом, именно мощность верхнего рыхлого слоя определяет расчетную мощность грунтового массива. Она меньше 30 м, если на этой глубине встречена кровля пород с сейсмической жесткостью более 2000 тм⁻²с⁻¹. Этот результат нашел отражение в рекомендациях норматива [14].

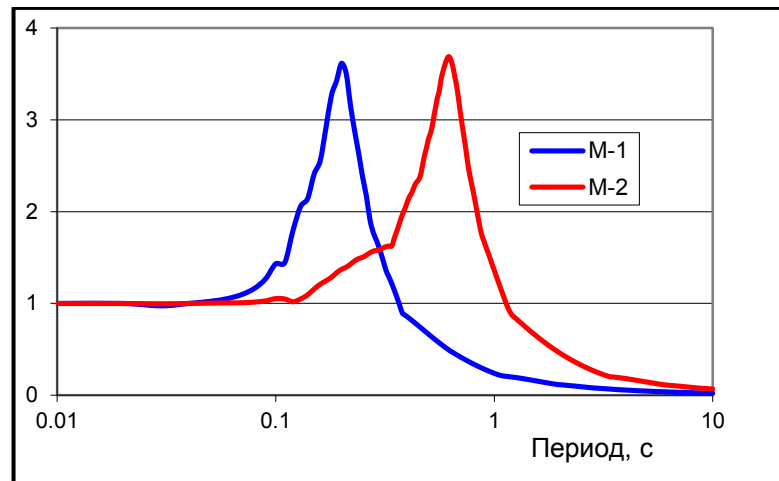


Рисунок 4 – Коэффициенты динамичности двух моделей
Figure 4 – Dynamic coefficients of two models

При этом остается открытым вопрос, а как быть, если кровля жестких пород расположена глубже 30 м? На этот вопрос отвечают результаты следующего модельного эксперимента. На рис. 5 приведено семейство графиков коэффициентов динамичности слоя переменной мощности от 5 до 200 м с сейсмической жесткостью $R_I = 460 \text{ тм}^{-2} \text{ с}^{-1}$, лежащего на полупространстве с сейсмической жесткостью $2000 \text{ тм}^{-2} \text{ с}^{-1}$. Очевидно, что величина максимума коэффициента динамичности, начиная с $H = 10$ м, сравнительно мало изменяется, равняясь примерно 3,5. Это означает, что, даже не зная точно, на какой глубине располагается кровля жестких пород, мы можем определить максимум коэффициента динамичности и тем самым рассчитать приращение сейсмической интенсивности по вышеприведенной формуле.

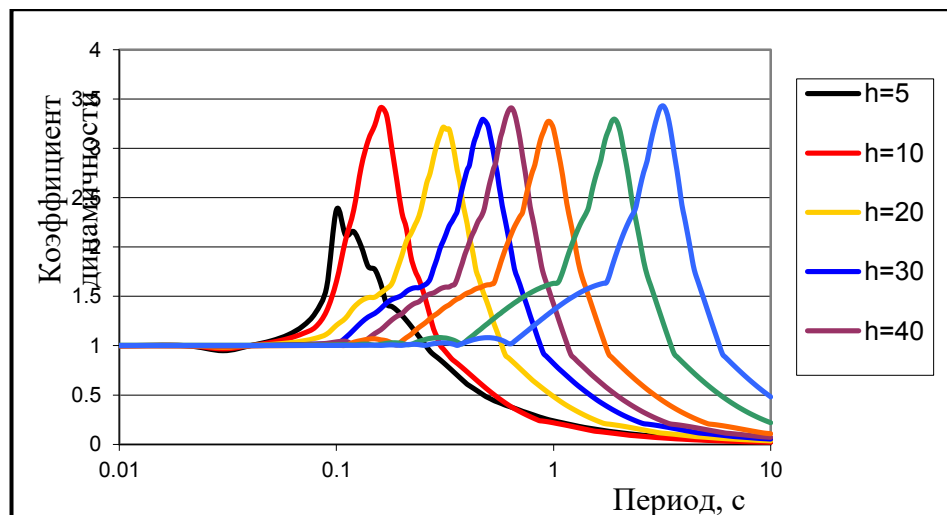


Рисунок 5 – Семейство графиков коэффициентов динамичности слоев различной мощности

Figure 5 – Family of graphs of dynamic coefficients of layers of different power

6. Структурный фактор

В практике сейсмического микрорайонирования США, начиная с конца прошлого века, утвердилась классификация грунтов, рекомендованная Национальным Стандартом

по обеспечению сейсмической безопасности *NEHRP (National Earthquake Hazard Response Provisions)*. В ней в качестве основной характеристики свойств грунта была принята средняя величина скорости поперечных волн в 30-метровой толще. Примерно такая же характеристика утвердилась также в нашей стране [3]. На основе усредненных характеристик грунтов определялись значения грунтовых коэффициентов. Значения грунтовых коэффициентов были подтверждены моделированием, результаты которого представлены в статье [16].

Ранее в статье [6] в практику работ по СМР было введено понятие *структурный фактор*. Этим термином обозначается влияние на параметры сейсмических воздействий внутренней структуры массива грунта, т.е. порядка чередования слоев в массиве, который может быть произвольным, хотя средние величины скоростей и плотностей сохраняются. Эта тема была значительно развита в недавней работе [15]. В ней было показано особое значение инверсных слоев, т.е. слоев, в которых значение сейсмической жесткости уменьшено по сравнению с аналогичной характеристикой вышележащих слоев, в нарушение условий возможного резонанса. В виду важности этого вопроса мы позволим себе повторно воспроизвести приведенный в этой работе пример. Для исследования влияния инверсного слоя на спектральные характеристики был проведен эксперимент с использованием моделей трех типов – нормальной с возрастанием плотности и скорости с глубиной, аномальной с наличием в разрезе инверсных слоев и усредненной моделью. Параметры моделей приведены в Таблице 2.

Результаты моделирования представлены в виде коэффициентов динамичности на рис. 6. Максимум коэффициента динамичности нормальной модели равен около 2.5, аномальной модели – менее 2. Для усредненной модели коэффициент динамичности равен 3.5, что соответствует модели категории D. Вместе с тем вид графиков нормальной и усредненной модели резко различаются. Для усредненной модели характерен заметный спектральный пик на периоде около 0.7 с, что примерно соответствует резонансу рыхлого слоя на жестком полупространстве.

Таблица 2 – Параметры нормальной, аномальной и усредненной моделей
 Table 2 – Parameters of the normal, anomalous, and averaged models

Нормальная модель N			
№ слоя	Мощность слоя, м	Плотность, т/м³	Скорость Vs, м/с
1	1.5	1.5	100
2	7.5	1.7	240
3	19	2.0	420
4	2	2.1	470
5	∞	2.5	800
Аномальная модель A			
1	6	1.8	230
2	5	1.6	120
3	5.5	1.7	200
4	2	1.4	80
5	11.5	2.0	320
6	∞	2.5	800
Усредненная модель M			
1	30	1.76	193
2	∞	2.5	800

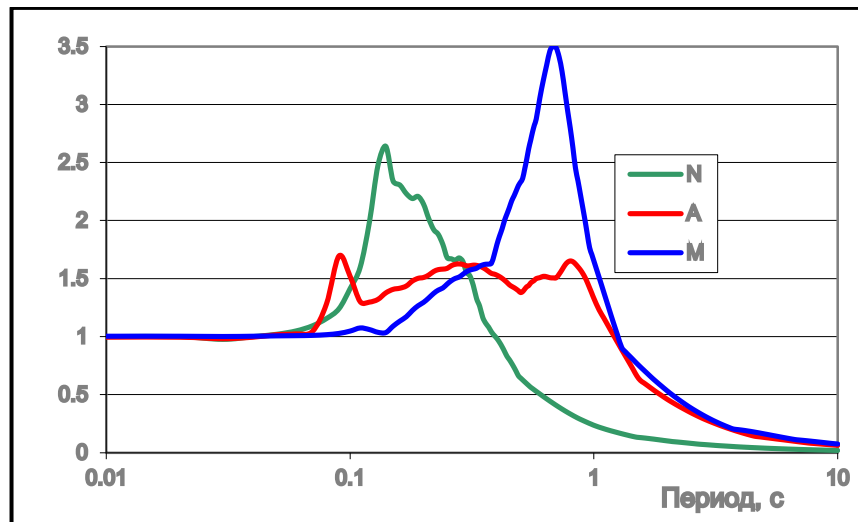


Рисунок 6 – Коэффициенты динамичности трех моделей
Figure 6 – Dynamic coefficients of the three models

В то же время для нормального разреза максимум коэффициента динамичности отмечается на коротком периоде 0.14 с. Таким образом, хотя график коэффициента динамичности модели с инверсными слоями наиболее значительно отличается от коэффициента динамичности усредненной модели, но и модель нормального, т.е. монотонного увеличения свойств грунта также отличается от графика коэффициента динамичности усредненной модели. Таким образом, реальные модели как с нормальным, так и аномальным характером изменения параметров среды с глубиной не совпадают с характеристиками усредненных моделей, соответствующих классификации *NEHRP*.

7. Заключительные замечания

Все вышесказанное позволяет сделать основной вывод по проделанной работе. Разработана новая методика сейсмического микрорайонирования – метод решения прямой задачи (МПЗ). Эта методика характеризуется следующими существенными моментами.

1. В основе метода МПЗ лежит формирование на основе комплексных инженерно-геологических и геофизических исследований моделей грунтовой толщи. Глубина буровых выработок на площадке строительства должна быть равна мощности грунтов до кровли скальных пород с сейсмической жесткостью порядка $2000 \text{ тм}^{-2}\text{с}^{-1}$, но не более 30 м.

2. Модель представляет собой обобщенный инженерно-геологический разрез, где каждому инженерно-геологическому элементу сопоставлено в соответствие значение плотности и скорости поперечных волн. Последняя величина определяется на основании сопоставления данных инженерно-геологических и геофизических, главным образом сейсморазведочных, исследований.

3. При полевых сейсморазведочных исследованиях сейсмических свойств грунтов предпочтение следует отдать скважинным наблюдениям (сейсмический каротаж и вертикальное сейсмическое профилирование).

4. Предложена оригинальная техника компьютерного моделирования, основанная на использовании в качестве исходного сейсмического воздействия короткого импульса ускорений.

5. С использованием техники компьютерного моделирования производятся расчеты спектральных характеристик моделей грунтовых толщ. Основной характеристикой,

определяющей частотные свойства грунтового массива, следует признать коэффициент динамичности.

6. Предложена новая формула расчета приращения сейсмической интенсивности, учитывающая все факторы влияния свойств грунтов на параметры сейсмических воздействий – сейсмическую жесткость, обводненность, резонансные эффекты и нелинейность реакции грунтов на сильные сейсмические воздействия.

7. По полученным данным производится картирование моделей грунтовых толщ на площадке строительства и определяются параметры сейсмических воздействий, отвечающие свойствам каждой модели грунтовых толщ.

8. Показана неудовлетворительность использования для характеристики свойств грунтов усредненных моделей (NEHRP, Еврокод-8 и др.).

9. Приведенные выше предложения нашли свое отображение в нормативных документах, посвященных СМР объектов повышенной ответственности [14] и территориальному планированию [17].

10. С использованием разработанной методики проведен целый ряд работ по СМР различных объектов на территории России.

Список литературы

1. Медведев С. В. Инженерная сейсмология. М.: Стройиздат.1962. 284 с.
2. Алешин А.С. О физических основах сейсмического микрорайонирования // В кн.: Очаговые зоны и колебания грунта (Вопросы инж. сейсм., вып.21). М.: Наука. 1981. С.85-92.
3. СП 14.13330. 2018. Строительство в сейсмических районах. М. 2018.
4. Алешин А.С. Сейсмическое микрорайонирование особо ответственных объектов. М.: Светоч Плюс. 2010. 304 с.
5. Алешин А.С., Пиоро Е.В. О влиянии обводненности грунтов на результаты сейсмического микрорайонирования // Инженерные изыскания. 2015. № 4. С.34-41.
6. Алешин А.С. О спектральных характеристиках грунтовой толщи // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2018. №5. С.16-23.
7. Кригер Н.И., Кожевников А.Д., Миндель И.Г. Сейсмические свойства дисперсных пород (сейсмолитозекологический подход). М.: ИНЖЭКО. 1994. 196 с.
8. Алешин А.С., Погребченко В.В., Скворцов А.Г., Царев А.М. Особенности сейсмического микрорайонирования территории Калининграда // Тезисы 1-й Международной конференции «Актуальные вопросы мониторинга геологической среды и безопасности урбанизированных территорий». Калининград: Изд-во БФУ им. И. Канта. 2011. С. 25–30.
9. Bardet J.P., Tobita T. NERA. A Computer Program for Nonlinear Earthquake Site Response Analyses of Layered Soil Deposits. University of Southern California. Department of Civil Engineering, April, 2001, p. 44.
10. Харкевич А.А. Теоретические основы радиосвязи. М.: Связьиздат. 1957. 348 с.
11. Бат М. Спектральный анализ в геофизике. М.: Недра. 1980. 536 с.
12. Алешин А.С. Континуальная теория сейсмического микрорайонирования. М.: Научный мир. 2017. 300 с.
13. Республиканские строительные нормы. РСН- 60-86. М.: Стройиздат. 1986.
14. СП 283.1325800.2016. Свод правил. Объекты строительные повышенной ответственности. Правила сейсмического микрорайонирования. М.: Минстрой России. 2016.
15. Aleshin A.S. On the Disadvantages of the NEHRP Soil Classification. Open Journal of Earthquake Research. 2021, no.10, pp. 1-15.

16. Алешин А.С. О грунтовых коэффициентах // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2018. №2. С.6-13.
17. СП 408. 1325800. Свод правил. Детальное сейсмическое районирование и сейсмомикрорайонирование для территориального планирования. М.: Минстрой России. 2018.

References

1. Medvedev S. V. Inzhenernaia seismologiya. M.: Stroiizdat.1962. 284 p. (In Russian)
2. Aleshin A.S. O fizicheskikh osnovakh seismicheskogo mikroraiionirovaniia [On the physical foundations of seismic microzonation]. V kn.: Ochagovye zony i kolebaniia grunta (Voprosy inzh. seism., vyp.21). M.: Nauka. 1981, pp.85-92. (In Russian)
3. SP 14.13330. 2018. Stroitel'stvo v seismicheskikh raionakh [Seismic Building Design Code]. M. 2018. (In Russian)
4. Aleshin A.S. Seismicheskoe mikroraiionirovanie osobo otvetstvennykh ob"ektov. M.: Svetoch Plyus. 2010. 304 p. (In Russian)
5. Aleshin A.S., Piro E.V. O vliianii obvodnennosti gruntov na rezul'taty seismicheskogo mikroraiionirovaniia. Inzhenernye izyskaniia [On the influence of water content of soils by results of seismic microzonation]. 2015, no. 4, pp. 34-41. (In Russian)
6. Aleshin A.S. O spektral'nykh kharakteristikakh gruntovoi tolshchi. *Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii* [Earthquake engineering. Constructions safety]. 2018, no.5, pp.16-23. (In Russian)
7. Kriger N.I., Kozhevnikov A.D., Mindel I.G. Seismicheskie svoistva dispersnykh porod (seismolitoekologicheskii podkhod) [Seismic properties of dispersed rocks (seismolithoecological approach)]. M.: INZHEHKO. 1994. 196 p. (In Russian)
8. Aleshin A.S., Pogrebchenko V.V., Skvortsov A.G., Tsarev A.M. Osobnosti seismicheskogo mikroraiionirovaniia territorii Kaliningrada [Features of the seismic microzonation of the territory of Kaliningrad]. Tezisy 1-i Mezhdunarodnoi konferentsii «Aktual'nye voprosy monitoringa geologicheskoi sredy i bezopasnosti urbanizirovannykh territorii». Kaliningrad: Izd-vo BFU im. I. Kanta. 2011, pp. 25–30. (In Russian)
9. Bardet J.P., Tobita T. NERA. A Computer Program for Nonlinear Earthquake Site Response Analyses of Layered Soil Deposits. University of Southern California. Department of Civil Engineering, April, 2001, p. 44. (In English)
10. Kharkevich A.A. Teoreticheskie osnovy radiosviazi [Theoretical bases of radio]. M.: Sviaz'izdat. 1957. 348 p. (In Russian)
11. Bath M. Spektral'nyi analiz v geofizike [Spectral Analysis in Geophysics]. M.: Nedra. 1980. 536 p. (In Russian)
12. Aleshin A.S. Kontinual'naia teoriia seismicheskogo mikroraiionirovaniia [The Continual theory of seismic microzoning]. M.: Nauchnyi mir. 2017. 300 p. (In Russian)
13. Respublikanskii stroitel'nye normy [State Construction Norms]. RSN- 60-86. M.: Stroiizdat. 1986. (In Russian)
14. SP 283.1325800.2016. Svod pravil. Ob"ekty stroitel'nye povyshennoi otvetstvennosti. Pravila seismicheskogo mikroraiionirovaniia. M.: Ministroi Rossii. 2016. (In Russian)
15. Aleshin A.S. On the Disadvantages of the NEHRP Soil Classification. Open Journal of Earthquake Research. 2021, no.10, pp. 1-15. (In English)
16. Aleshin A.S. O gruntovykh koefitsientakh. *Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii* [Earthquake engineering. Constructions safety]. 2018, no.2, pp. 6-13. (In Russian)
17. СП 408. 1325800. Свод правил. Детальное сейсмическое районирование и сейсмомикрорайонирование для территориального планирования. М.: Минстрой России. 2018.

Данные об авторах/Information about authors

Алешин Александр Степанович, доктор физико-математических наук, главный научный сотрудник. Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН. Москва, Российская Федерация
asa@ifz.ru

Погребченко Владимир Викторович, старший научный сотрудник. Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН. Москва, Российская Федерация
pogr@ifz.ru

Никитин Сергей Николаевич, научный сотрудник. Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН. Москва, Российская Федерация
niksn@ifz.ru

Aleshin Alexander S., DSc, chief researcher. The Schmidt Institute of Physics of the Earth, The Russian Academy of Sciences (IPE RAS). Moscow, Russian Federation
asa@ifz.ru

Pogrebchenko Vladimir V., senior researcher. The Schmidt Institute of Physics of the Earth, The Russian Academy of Sciences (IPE RAS). Moscow, Russian Federation
pogr@ifz.ru

Nikitin Sergey N., research associate. The Schmidt Institute of Physics of the Earth, The Russian Academy of Sciences (IPE RAS). Moscow, Russian Federation
niksn@ifz.ru

Поступила в редакцию / Received – 06.04.2021

Поступила после рецензирования и доработки / Revised – 16.04.2021

Принята к публикации / Accepted – 23.04.2021

УДК 699.841

DOI [10.37153/2618-9283-2021-2-54-71](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-2-54-71)

Мониторинг и паспортизация зданий и сооружений

Вероятностная оценка величин надежности для крупнопанельных зданий по результатам паспортизации

Лапин В.А.¹, Алдахов Е.С.¹, Алдахов С.Д.¹, Али А.Б.¹
¹АО «КазНИИСА». Алматы, Республика Казахстан

Аннотация: По договору с городскими властями в 2017-2018 годы впервые проведена полная паспортизация жилого фонда многоквартирных зданий. Внесено в базу данных 2658 многоэтажных крупнопанельных зданий различной этажности от 2-х до 9-и этажей. По результатам паспортизации впервые получены количественные оценки величин вероятности отказа и надежности для крупнопанельных зданий различных типов. Учитывается повторяемость землетрясений согласно действующей «Карты сейсмического зонирования Республики Казахстан». Получена величина надежности по всей группе крупнопанельных зданий. Выявлено, что несейсмостойкими являются крупнопанельные здания с первым гибким или кирпичным этажом. Результаты оценок величин надежности и отказа используются для практических рекомендаций по уменьшению риска и ожидаемых потерь при возможных землетрясениях. Предлагается выполнить усиление крупнопанельных зданий с первым гибким или кирпичным этажом (33 здания). Способ усиления должен определяться по специальным исследованиям.

Ключевые слова: паспортизация, риск, крупнопанельное здание, гибкий этаж, надежность, повторяемость, ущерб

Благодарности: Исследование выполнено с использованием гранта АР 05130702 Министерства образования и науки Республики Казахстан.

Для цитирования: Лапин В.А., Алдахов Е.С., Алдахов С.Д., Али А.Б. Вероятностная оценка величин надежности для крупнопанельных зданий по результатам паспортизации// *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2021. № 2. С.54-71

DOI: [10.37153/2618-9283-2021-2-54-71](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-2-54-71)

Monitoring and certification of seismic constructions

Probabilistic estimation of reliability values for large-panel buildings based on the results of certification

Lapin V.A.¹, Aldakhov E.S.¹, Aldakhov S.D.¹, Ali A.B.¹
¹KazRDICA JSC, Almaty, Republic of Kazakhstan

@ Лапин В.А., Алдахов Е.С., Алдахов С.Д., Али А.Б., 2021

Abstract: Under the agreement with the city authorities, in 2017-2018, for the first time, a full certification of the housing stock of apartment buildings was carried out. 2658 multi-storey large-panel buildings of various storeys from 2 to 9 floors were entered into the database. Based on the results of certification, quantitative estimates of the probability of failure and reliability for large-panel buildings of various types were obtained for the first time. The frequency of earthquakes is taken into account according to the current "Map of seismic zoning of the Republic of Kazakhstan". The reliability value is obtained for the entire group of large-panel buildings. It was revealed that large-panel buildings with the first flexible or brick floor are not earthquake-resistant. The results of the reliability and failure estimates are used for practical recommendations to reduce the risk and expected losses in possible earthquakes. It is proposed to strengthen large-panel buildings with the first flexible or brick floor (33 buildings). The method of strengthening should be determined by special studies.

Keywords: certification, risk, large-panel building, flexible floor, reliability, repeatability, damage.

Acknowledgements: The research was carried out using the grant AP 05130702 of the Ministry of education and science of the Republic of Kazakhstan.

For citation: Lapin V.A., Aldakhov E.S., Aldakhov S.D., Ali A.B. Probabilistic estimation of reliability values for large-panel buildings based on the results of certification. *Seismostoiikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety*. 2021, no. 2, pp. 54-71. (In Russian)

DOI: [10.37153/2618-9283-2021-2-54-71](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-2-54-71)

1. Введение

Район мегаполиса – города Алматы является самой высокосейсмичной территорией в Центральной Азии. В городе проживает свыше 2-х миллионов человек. Сейсмичность города обусловлена сейсмогенными зонами Северного Тянь-Шаня. За последние 140 лет здесь произошло 3 сильных землетрясения с магнитудой 7-8 – Верненское (1887), Чиликское (1889), Кебинское (Кеминское) (1911). В данных природных условиях сейсmobезопасность города и его населения должна быть надежно обеспечена.

Крупнопанельные здания благодаря высокой степени индустриализации получили широкое распространение в сейсмических районах [1-10]. В таких зданиях наружные и внутренние стены воспринимают все вертикальные и горизонтальные нагрузки, действующие на здание. Первые панельные здания были запроектированы для сейсмических районов в конце 50-х годов. Было установлено, что крупнопанельные здания обладают высокой сопротивляемостью к сейсмическим воздействиям [7-12].

В городе Алматы первые крупнопанельные дома для строительства в условиях 9-балльной сейсмичности были запроектированы институтом «Казгорстройпроект» и уже в 1959-1960 гг. были построены два таких дома. В 1961-1962 г.г. этим же институтом была разработана типовая серия четырехэтажных крупнопанельных жилых домов I-464 АС. В работах института КазпромстройНИИпроект изучение сейсмостойкости крупнопанельных домов было выполнено исчерпывающим образом.

В 2017-2018 годы в городе Алматы проведена тотальная паспортизация многоквартирного жилого фонда [13-18], по результатам которой были созданы электронные паспорта обследованных зданий.

Ниже приводятся оценки надежности и риска таких зданий с использованием результатов паспортизации. Количественные данные по оценкам отказа и надежности крупнопанельных зданий для города Алматы получены впервые.

Вопросы оценки значений надежности и величин сейсмического риска являются актуальными и позволяют выполнить количественную оценку сейсмостойкости зданий [19-30].

2. Методы и объекты

2.1. Многоквартирные крупнопанельные дома

Массовое строительство крупнопанельных зданий в г. Алматы было начато в 1959 г. и продолжалось до 1992 года.

Максимальные объемы возведения крупнопанельных зданий были достигнуты в 1985-1988 г.г. В этот период времени объемы ежегодно вводимых в эксплуатацию крупнопанельных зданий приближались к 400 тыс. м², что составляло примерно 70% от общего объема жилищного строительства в г. Алматы.

К настоящему времени общая площадь крупнопанельных зданий, возведенных в г. Алматы и на прилегающих территориях, составляет 9,7 млн. квадратных метров. В крупнопанельных зданиях проживает примерно 600 тыс. человек.

При застройке г. Алматы использовались в основном следующие серии крупнопанельных зданий: 1-464-АС; 1КЗ-464-ДС; 69; Э-147; 158.

Здания серии 464 были предназначены для строительства 4-5-этажных жилых домов, серии 69 – 5-этажных, серии Э-147 – 8-этажных, серии 158 – 9-этажных.

В основу конструктивных решений зданий всех указанных серий положены перекрестно-стеновые конструктивные схемы, образованные продольными и поперечными несущими стенами, объединенными для совместной работы вертикальными стыковыми соединениями и междуэтажными перекрытиями, смонтированными из сплошных плит размером на комнату. Четырехэтажные и пятиэтажные здания имели одну внутреннюю продольную стену, а восьми и девятиэтажные – две.

Первоначально в городе возводились только четырехэтажные здания серии 1-464-АС. Шаг поперечных стен в этих зданиях составлял 2,6 и 3,2 м. Наружные стены монтировались из трехслойных панелей размером на комнату. Толщина наружных панелей составляла 250 мм, в том числе толщина несущего слоя – 100 мм. Внутренние стены монтировались из панелей на комнату или две комнаты. Толщина железобетонных панелей внутренних стен составляла 120 мм. Соединения между панелями выполнялись на сварке закладных деталей.

С 1967 г. строительство зданий серии 1-464-АС было прекращено и в г. Алматы начали строиться крупнопанельные здания серии 1КЗ-464-ДС. Здания данной серии представляют собой модификацию зданий серии 1-464-АС. Наиболее существенные конструктивные различия между указанными сериями сводились к различиям в конструктивных решениях вертикальных стыковых соединений между панелями стен.

В зданиях серии 1КЗ-464-ДС панели наружных стен имели на боковых гранях шпоночные углубления и арматурные выпуски. Благодаря наличию углублений, между смежными в плане здания панелями, образуются так называемые «вертикальные колодцы», в которых размещаются вертикальные арматурные стержни, сквозные на всю высоту здания. Вертикальные колодцы, после сварки горизонтальных арматурных выпусков из панелей, замоноличиваются бетоном. Строительство зданий серии 1-464-ДС продолжалось до 1992 г.

Здания серий 69, Э-147 и 158 можно отнести к крупнопанельным зданиям следующего поколения. Комфортность этих зданий, определяемая качеством

планировочных решений, а также звукоизоляционными и теплотехническими свойствами стеновых конструкций, значительно превышала комфортность, имевшую место в зданиях серии 464.

Шаг поперечных стен в зданиях этих серий был увеличен до 3,6 м. Толщина панелей внутренних стен и перекрытий стала равной 160 мм, а толщина панелей наружных стен – 350 мм.

Существенные изменения претерпели и стыковые соединения между панелями. В зданиях серий 69, Э-147 и 158 все вертикальные стыковые соединения между панелями стен выполняются на сварке арматурных выпусков, с последующим замоноличиванием вертикальных колодцев, а горизонтальные стыковые соединения между панелями и стыковые соединения между панелями плит перекрытий – в виде армированных железобетонных шпонок.

При паспортизации было обследовано крупнопанельных многоквартирных жилых домов по районам:

Алатауский район – 2 дома серии 1Кз-464ДС;

Алмалинский район – 28 домов серии 1Кз-464АС, 283 дома серии 1Кз-464ДС, 71 дом серии 69, 3 дома серии Э147, 132 дома серии 158;

Ауэзовский район – 395 домов серии 1Кз-464АС, 418 домов серии 1Кз-464ДС, 13 домов серии 69, 6 домов серии Э147, 339 домов серии 158;

Бостандыкский район – 57 домов серии 1Кз-464АС, 376 домов серии 1Кз-464ДС, 17 домов серии 69, 16 домов серии Э147, 117 домов серии 158;

Жетысуский район – 1 дом серии 1Кз-464АС, 117 домов серии 1Кз-464ДС, 23 дома серии 69, 57 домов серии 158;

Медеуский район – 17 домов серии 1Кз-464АС, 64 дома серии 1Кз-464ДС, 3 дома серии Э147, 12 домов серии 158;

Наурызбайский район – 9 домов серии 1Кз-464ДС, 2 дома серии 158;

Турксибский район – 2 дома серии 1Кз-464АС, 18 домов серии 1Кз-464ДС, 18 домов серии 69, 2 дома серии 158.

В особый класс крупнопанельных зданий следует отнести крупнопанельные здания с «первыми гибкими этажами». Здания современной постройки с первыми гибкими этажами относятся к классу сейсмоопасных объектов, разрушение которых при сейсмическом воздействии расчетной интенсивности будет сопровождаться катастрофическими последствиями – обрушением зданий в целом.

2.2 Здания с системами сейсмоизоляции

В Алматы имеется значительное количество крупнопанельных зданий с различными системами сейсмоизоляции [11,12,31]:

- 5-этажное здание серии 69 на кинематических фундаментах (КФ);
- 5 и 9-этажные дома серии 158 на (КФ);
- 2-этажное здание серии 226 на площадке сейсмичностью 10 баллов на (КФ);
- 9-этажное здание серии 158 на фторопластовых прокладках (ФТ).

Выявлено:

- Упруго-нелинейный характер диаграммы деформирования фундаментов в осях «сила – перемещение»;
- повышенная диссипативная способность, отмеченная по декременту свободных колебаний сейсмоизолированного здания.

По результатам испытаний были сделаны выводы:

- крупнопанельные здания на кинематических фундаментах при интенсивных динамических и сейсмических воздействиях работают как одномассовые упруго-нелинейные системы;
- при виброиспытаниях не отмечено образование трещин в панелях стен и плитах перекрытия;
- расчетная схема сейсмоизолированного здания ввиду малых деформаций надфундаментной части дома хорошо описывается одномассовой нелинейной системой;
- сейсмические силы снижаются в 2 и более раз в зависимости от преобладающего периода сейсмического воздействия;
- экономический эффект от применения КФ достигается за счет повышения этажности зданий или использования типовых серий, рассчитанных на меньшую сейсмичность.

Применение систем сейсмоизоляции позволяет снижать до 2-х раз расчетные сейсмические нагрузки, уменьшить на 5-7% расход стали и на 3-5% сметную стоимость здания.

3. Результаты

В таблице 1 приведены результаты паспортизации по сериям крупнопанельных зданий. Несейсмостойкими здесь являются крупнопанельные здания с первым гибким или кирпичным этажом. Это 1.24 % от всего количества крупнопанельных зданий. Поэтому группа крупнопанельных зданий в целом соответствует нормам сейсмостойкого строительства и представляется достаточно безопасной для проживания. Группа крупнопанельных зданий наиболее многочисленная в городе Алматы.

Полагая критерием надежности факт отнесения здания к множеству сейсмостойких домов получим величину вероятности безотказной работы (надежности)

$$W=1 - (33/2658)=0,9876. \tag{1}$$

Таблица 1 – Многоквартирные крупнопанельные жилые дома по сериям

Table 1 – Multi-apartment large-panel residential buildings by series

№	Серии крупнопанельных зданий	Количество зданий	Сейсмостойкие здания	Несейсмостойкие здания
1	464-ДС	1287	1287	-
2	464-АС	500	500	-
3	69	142	142	-
4	Э147	28	28	-
5	158	661	661	-
6	Остальные типы КПД	40	7	33
	Всего	2658	2625	33

Оценка (1) есть интегральная оценка надежности группы крупнопанельных зданий без учета повторяемости землетрясений, которую удобно использовать для сопоставления

оценки надежности различных конструктивных типов – крупнопанельные, кирпичные, каркасные и т.д.

На рисунках 1-3 приведены сейсмоопасные дома, а на рисунках 4-8 – сейсмостойкие крупнопанельные дома.



Рисунок 1 – Ул. Ауэзова, дом 65 (сейсмоопасный дом)

Figure 1 – st. Auezov, house 65 (earthquake-prone house)



Рисунок 2 – Мкр. Орбита-2, дом 2 (сейсмоопасный дом)

Figure 2 – Mkr. Orbita-2, building 2 (earthquake-prone house)



Рисунок 3 – Мкр. Орбита-2, дом 6 (сейсмоопасный дом)

Figure 3 – Mkr. Orbita-2, building 6 (earthquake-prone house)



Рисунок 4 – Мкр. Мамыр-1, дом 9 (сейсмостойкий дом)

Figure 4 – Mkr. Mamyr-1, building 9 (earthquake-resistant house)



Рисунок 5 – Мкр. Мамыр-2, дом 15 (сейсмостойкий дом)

Figure 5 – Mkr. Mamyр-2, building 15 (earthquake-resistant house)



Рисунок 6 – Мкр. Тастак-1, дом 6 (сейсмостойкий дом)

Figure 6 – Mkr. Tastak-1, building 6 (earthquake-resistant house)



Рисунок 7 – Мкр. Тастак-1, дом 11 (сейсмостойкий дом)

Figure 7 – Mkr. Tastak-1, house 11 (earthquake-resistant house)



Рисунок 8 – Мкр. Тастак-1, дом 13 (сейсмостойкий дом)

Figure 8 – Mkr. Tastak-1, house 13 (earthquake-resistant house)

3.1. Экспериментальное изучение сейсмостойкости крупнопанельных зданий

Первая серьезная проверка сейсмостойкости крупнопанельных зданий была выполнена в 1967 г. в г. Алматы во время строительства селезащитной плотины в урочище Медео. Возведение селезащитной плотины выполнялось с помощью мощных взрывов, при которых сотрясения грунта на территории в радиусе до 2 км от места взрывов оценивались в 7-8 баллов по шкале MSK-64 [1].

Комплекс исследований выполнялся на площадке, расположенной на расстоянии 800 м от места взрыва. На этой площадке было возведено шесть натуральных фрагментов зданий различных конструктивных схем, в том числе крупнопанельное, кирпичное и каркасные. Все здания были запроектированы в соответствии с требованиями действовавших норм, исходя из условий строительства в районах с сейсмичностью 9 баллов.

Во время взрыва (общий вес взрывчатого вещества составил 3900 т) максимальные горизонтальные ускорения в уровне верха фундаментов зданий достигали 0,4-0,6g, а ускорения в уровне покрытий кирпичного и крупнопанельного зданий – 0,9g и 0,6g соответственно. Осмотр зданий показал, что после сейсмозрывных воздействий кирпичное здание получило сильные повреждения, а крупнопанельное – незначительные.

Результаты сейсмозрывных испытаний на Медео впервые наглядно продемонстрировали высокую сопротивляемость крупнопанельных зданий интенсивным динамическим воздействиям и позволили объективно сопоставить сейсмостойкость крупнопанельных и кирпичных зданий.

На сегодняшний день крупнопанельные здания можно считать наиболее экспериментально исследованными конструктивными системами. За последние 30 лет только институтами ЦНИИЭПжилица и КазНИИСА были проведены динамические испытания примерно 50 натуральных крупнопанельных зданий [1,2,7,8]. Еще около 20 натуральных зданий было испытано специалистами институтов ЦНИИСК им. Кучеренко, ТбилЗНИИЭП, АрмНИИСА, ТашЗНИИЭП, ТИСС и др. Многие из экспериментальных объектов подвергались динамическим воздействиям, в 2-3 раза превышающим расчетные сейсмические нагрузки, а некоторые доводились до предельного состояния.

Стоит отметить испытание двух крупнопанельных зданий серии I-464 УС в городе Навои в 1978 году [11,12]. Одно здание было возведено на обычных ленточных фундаментах, другое на сейсмоизолирующих кинематических. Динамическое воздействие создавалось вибрационной машиной инерционного действия ВЗ. Здание на кинематических фундаментах не получило повреждений. Здание на ленточных фундаментах получило повреждение примерно третьей степени. Результаты испытаний следует признать успешными, так как повреждения здания на ленточных фундаментах не несло угрозы для жильцов, а испытания дома на КФ показало эффективность применения системы сейсмоизоляции.

Многочисленные динамические испытания крупнопанельных зданий показали, что в зданиях высотой от 5 до 9 этажей преобладают сдвиговые деформации.

Эффективность разработанных антисейсмических мероприятий была неоднократно подтверждена последствиями сильных землетрясений. Наиболее наглядным доказательством высокой надежности крупнопанельных зданий следует считать тот факт, что даже во время таких разрушительных землетрясений как Кайраккумское (1986 г.) и Спитакское (1988 г.), среди жильцов крупнопанельных зданий отсутствовали погибшие или получившие существенные травмы, а сами здания были вполне пригодны к дальнейшей эксплуатации.

Анализ состояния крупнопанельных зданий, подвергшихся сейсмическим воздействиям, свидетельствует, что такие здания обладают существенными резервами

прочности по отношению к расчетным нагрузкам и способностью к развитию значительных пластических деформаций. При этом, большую роль в обеспечении сохранности крупнопанельных зданий при сейсмических воздействиях играют конструктивные решения и состояние стыковых соединений между панелями.

Проблемы состояния стыковых соединений между панелями являются наиболее актуальными для крупнопанельных зданий серии 1-464-АС, смонтированных более 30-40 лет назад.

В 1978 и 1990 г.г. в рамках комплекса научно-исследовательских работ, связанных с оценкой сейсмостойкости зданий существующей застройки и изучением возможности модернизации некоторых из них, специалистами КазНИИСА было выполнено детальное обследование двух крупнопанельных зданий серии 1-464-АС, возведенных в 1960 г.

Результаты обследования зданий серии 1-464-АС показали, что более 30% стыковых соединений между панелями внутренних стен, ограждающих лестничные клетки и примыкающих к санузлам и кухням, подвержены коррозии. Остаточная толщина стальных элементов, расположенных в этих местах, составляет не более 60% от первоначальной. Все остальные стыковые соединения, расположенные между панелями, удаленными от помещений с мокрыми процессами, находятся в удовлетворительном состоянии.

Значительная коррозия части стыковых соединений между панелями внутренних стен представляет несомненную опасность для крупнопанельных зданий серии 1-464-АС. Для обеспечения безопасности проживающих в этих домах людей необходимо провести детальные обследования этих зданий и разработать проекты усиления поврежденных стыков. Такие работы были начаты в 1989 г., но затем, из-за отсутствия необходимого финансирования, были прерваны.

3.2. Обсуждение

В качестве гипотезы будем считать приведенные результаты истинными и полученными при реализации принятого критерия отказа. Отказ Q есть событие, состоящее в том, что при землетрясении интенсивностью 9 баллов степень повреждения объекта будет такой, при которой будет исключено его дальнейшее функционирование. Отнесение здания к классу не сейсмостойких выполняется группой экспертов, которые на основе предыдущего опыта и объективной информации относят его к указанному классу.

Предположим, что условные вероятности отказов при заданных по СП РК 2.03-30-2017* значениях ускорения одинаковы, т.е. сейсмостойкие здания являются таковыми и при указанных величинах ускорения. Реализуется схема или землетрясение с повторяемостью 1 раз в 475 лет, или 1 раз – в 2475 лет. Срок службы здания принят 50 лет.

В таблице 2 здания с первым гибким или кирпичным этажом отнесены к остальным типам КПД, вероятность отказа таких зданий значительная. В последней строке таблицы 2 приведены суммарные вероятности отказов по всем крупнопанельным зданиям $Q_{475}=0,0866$ и $Q_{2475}=0,0165$.

Таблица 2 – Характеристики вероятности отказа Q для крупнопанельных зданий

Table 2 – Characteristics of the probability of failure Q for large-panel buildings

№	Конструктивное решение	Величина отказа по типам крупнопанельных зданий	Величины отказа при повторяемости 475 лет	Величина отказа при повторяемости 2475 лет
1	464-ДС	0	0	0
2	464-АС	0	0	0
3	69	0	0	0
4	Э147	0	0	0
5	158	0	0	0
6	Остальные типы КПД	0,825	0,0866	0,0165
	Итого		0,0866	0,0165

Тогда общая величина $Q_{\text{кар}}=Q_9 P_{475}+ Q_9 P_{2475}$.

Тогда величина общей надежности по группе крупнопанельных жилых зданий

$$W_{\text{крд}} = 1 - 0,0866 - 0,0165 = 0,8969. \quad (2)$$

Полученная величина общей надежности $W_{\text{крд}}$ есть объективная количественная характеристика состояния группы крупнопанельных многоэтажных жилых зданий в г. Алматы с учетом повторяемости сейсмического воздействия и разделения на серии. Дальнейшие действия могут изменять указанную величину $W_{\text{крд}}$.

Отметим, что оценка вероятности отказов по сериям зданий весьма удобна для управления надежностью.

Если усилить все здания с первым гибким этажом или кирпичным этажом (33 здания), то в этом случае по всем типам крупнопанельных зданий вероятность отказа $Q_9=0$. Тогда надежность по всем сериям крупнопанельных зданий будет равна $W=1$.

Следует отметить, что вероятность отказа может быть также определена с помощью других методов определения вероятности отказа и надежности [19-30], разработанных отечественными и зарубежными специалистами.

Интересно оценить повреждаемость крупнопанельных зданий по результатам анализа последствий сильных землетрясений. В работах [7,8] приведены матрица повреждаемости крупнопанельных зданий, полученная на основе анализа последствий сильных землетрясений. Повреждаемость крупнопанельных зданий при землетрясении можно характеризовать средней величиной или математическим ожиданием степени повреждения d_{ij} здания расчетной интенсивности i баллов при сейсмическом воздействии интенсивностью J баллов. Матрица была получена на основе анализа последствий 13 сильных землетрясений (таблица 3).

Таблица 3 – Матрица повреждаемости крупнопанельных зданий

Table 3 – Damage matrix for large-panel buildings

Расчетная сейсмичность здания I, баллов	Степень повреждения d_{ij} здания при сейсмическом воздействии интенсивностью J баллов		
	7 баллов	8 баллов	9 баллов
6	1,67	2,60	3,53
7	1,35	2,13	2,91
8	1,03	1,66	2,29
9	0,71	1,19	1,68

Матрица повреждаемости представляется достаточно удобной. По расчетной сейсмичности зданий можно определить степень повреждения при землетрясении заданной интенсивности J. Для города Алматы расчетная интенсивность построенных крупнопанельных зданий 9 баллов. Следовательно, математическое ожидание степени повреждения здания $d_{99} = 1,68$. Примерно вторая степень повреждения означает, что имеют место небольшие (хорошо заметные) трещины в отдельных конструктивных элементах и соединениях между ними. Это также небольшие (хорошо заметные) трещины во многих несущих и самонесущих элементах и их соединениях между собой. Возможны также сквозные трещины в отдельных несущих и самонесущих элементах.

Известна эмпирически полученная связь между степенью повреждения здания и ущербом (стоимостью восстановительных работ), таблица 4. Указанная шкала разработана в 1983 году специалистами научно-исследовательского института организации и управления в строительстве при МИСИ им. В.В. Куйбышева (ныне МГСУ).

Таблица 4 – Величина ущерба (стоимости восстановительных работ) в зависимости от степени повреждения

Table 4 – Amount of damage (cost of restoration work) depending on the degree of damage

Степень повреждения	1	2	3	4	5
Величина ущерба в процентах от первоначальной стоимости	7,5	15	30	60	90

При полученном значении математического ожидания степени повреждения ущерб составит порядка 11% от первоначальной стоимости объекта.

В заключение необходимо сказать, что в городе Алматы имеется порядка десятка крупнопанельных зданий на сейсмоизолирующих кинематических фундаментах [11,12]. В дальнейшем можно применять и другие сейсмоизолирующие системы [31-34].

4. Выводы

1. Крупнопанельные здания с «первым гибким этажом» или кирпичными стенами на первом этаже не соответствуют требованиям действующих норм и являются сейсмоопасными. Здания с указанным первым этажом требуют детального обследования с

расчетно-аналитической оценкой несущей способности конструкций и разработке рекомендаций по способу усиления;

2. Получены вероятностные оценки надежности крупнопанельных зданий по результатам паспортизации как с учетом повторяемости землетрясений, так и без нее.

3. Крупнопанельные жилые здания не являются достаточно комфортными для проживания, желателен комплекс работ по их реновации.

4. Приемлемыми методами усиления крупнопанельных зданий с «первым гибким этажом» или кирпичными стенами на первом этаже является подведение под них различных систем сейсмоизолирующих конструкций [31-34].

5. Не отмечены в последние 5 лет случаи повреждения крупнопанельных зданий ввиду деформаций основания.

Список литературы

1. Жунусов Т.Ж. Основы сейсмостойкости сооружений. Алматы: РАУАН. 1990. 272 с.
2. Немчинов Ю.И. Сейсмостойкость зданий и сооружений. Киев. 2008. 499 с.
3. Таубаев А.С. Аналитическая записка о сейсмическом режиме города Алматы и сейсмостойкости его застройки. Алматы: КазНИИСА. 2008. 28 с.
4. Жунусов Т.Ж., Мусиенко В.Л., Чечелев В.В. Прочность и деформативность натурального отсека крупнопанельного дома при действии горизонтальных сил типа сейсмических // Исследование сейсмостойкости сооружений и конструкций. 1967. Вып.1(9). С.57-80.
5. Жунусов Т.Ж., Ашимбаев М.У., Бучацкий Е.Г., Жусупбеков Б. Вибрационные испытания 5-этажного экспериментального жилого дома серии 69 // Исследование сейсмостойкости сооружений и конструкций. 2017. Вып.25(35). С.36-48.
6. Шахнович Ю.Г., Ажибеков А.Д. Исследования натуральных фрагментов наружных стен крупнопанельных зданий серии Э147 // Исследование сейсмостойкости сооружений и конструкций. 2017. Вып.25(35). С.56-64.
7. Ципенюк И.Ф. Повреждаемость и надежность крупнопанельных зданий при сейсмических воздействиях. Исследования по сейсмической опасности // Вопросы инженерной сейсмологии. Вып. 29. М.: Наука.1988.С.141-153.
8. Ципенюк И.Ф. Оценка надежности и учет повторяемости землетрясений при расчетах крупнопанельных зданий на сейсмические воздействия. В сб.: Развитие методов расчета на сейсмостойкость. М.1987. С.138-152.
9. Денисов Б.Е. Исследование работы крупнопанельных зданий на основе информации инженерно-сейсмометрических станций. В сб.: Развитие методов расчета на сейсмостойкость. М.1987. С.153-159.
10. Жунусов Т.Ж., Аубакиров А.Т., Ашимбаев М.У., Буданов В.И., Бучацкий Е.Г. Повреждения зданий и сооружений в Джамбуле при землетрясении 10 мая 1971 года. Алматы: Казахстан. 1974. 139 с.
11. Черепинский Ю.Д. Сейсмоизоляция жилых зданий. Алматы: КазГАСА. 2003. 158 с.
12. Черепинский Ю.Д., Филиппов О.Р., Шершнева А.В. Оценка сейсмостойкости крупнопанельных домов на кинематических (КФ) фундаментах // Исследование сейсмостойкости сооружений и конструкций.1982. Вып.13(23). С.82-99.
13. Лапин В.А., Алдахов Е.С., Алдахов С.Д., Али А.Б. Вероятностная оценка величин надежности и риска по результатам паспортизации // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2020. №3. С.53-68. DOI 10.37153/2618-9283-2020-3-53-68

14. Лапин В.А., Ержанов С.Е. Проблемы определения сейсмического риска для населенных пунктов Республики Казахстан // Вестник АО КазНИИСА. 2016. Вып.7. С.20-24.
15. Лапин В.А., Ержанов С.Е. Алгоритмы определения сейсмического риска для зданий и сооружений в Республике Казахстан // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2017. №3. С.31-39.
16. Алдахов Е.С. Способы оценки сейсмического риска применительно к мегаполису города Алматы // Вестник АО КазНИИСА. 2019. Вып.7 (95). С.35-46.
17. Тулеев Т.Д., Алдахов С.Д., Алдахов Е.С., Битимбаев А.Т., Али А.Б., Тажикенов А.Б., Лободрыга Т.Д. Паспортизация объектов недвижимости города Алматы // Вестник АО КазНИИСА. 2018. Вып.2 (78). С.6-10.
18. Шокбаров Е.М. Паспортизация зданий и сооружений города Алматы // Вестник АО КазНИИСА. 2020. Вып.1(1-3). С.93-96.
19. Хакимов Ш.А. Некоторые вопросы оценки сейсмического риска и антисейсмического усиления зданий // Исследование сейсмостойкости сооружений и конструкций». 2001. Вып. 20 (30). С.167-184.
20. Райзер В.Д. Теория надежности сооружений. М.: Издательство «АСВ». 2010. 384 с.
21. Сейсмический риск и инженерные решения. Сб. статей/Под ред. Ломнитц У., Розенблют Э. М.: Наука. 1981. 86 с.
22. Джинчвелашвили Г.А., Дзержинский Р.И., Денисенкова Н.Н. Количественные оценки сейсмического риска и энергетические концепции сейсмостойкого строительства // Компьютерные исследования и моделирование. 2018. Т.10. №1. С.61-76.
23. Айзенберг Я.М. Модели сейсмического риска и методологические проблемы планирования мероприятий по смягчению сейсмических бедствий // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2004. № 6. С.31-37.
24. Кофф Г.Л., Гусев А.А., Воробьев Ю.Л., Козьменко С.Н. Оценка последствий чрезвычайных ситуаций. М.: ИПК РЭФИА. 1998. 364 с.
25. Напетваридзе Ш.Г. Вероятностные задачи инженерной сейсмологии и теории сейсмостойкости. Издательство «Мецниереба». Тбилиси.1985.110 с.
26. Liu Xiao-Xiao, Wang Yuan-Sheng. A New Formulation on Seismic Risk Assessment for Reinforced Concrete Structures with Both Random and Bounded Uncertainties. *Discrete dynamiks in Nature&Society*, 11(1)2018, pp.1-15. DOI:10.1155/2018/5027958.
27. Fathi-Fazi Reza, Jacques Eric, Cai Zhen, Kadhom Bessam. Development of a preliminary seismic risks creening tool for existing building in Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 2018, Vol.45, Issue 9, pp.717-727. DOI:10.1139/cjce-2017-0504
28. Bunea Geordina, Doniga Cornel, Atanasiu Gabriela M. Study Concerning the Level of Seismic Risk in Iasi Manicipality. *Advanced Engineering Forum*. 2017, Vol.21, pp.86-93. DOI 10.4028/www.scientific.net/AEF.21.86.
29. Ahmad Naveed, Ali Qaisar, Adil Muhammad, Khan Akhtar Naeem. Developing Seismic Risk Prediction Functions for Structures. *Shock&Vibration*. 4/29/2018, pp.1-22. DOI:10.1155/2018/4186015.
30. Hare H. John. A different way of thinking about seismic risk: a call for debate. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*. Sep.2019, Vol.52, Issue 3, pp.141-149. DOI:10.5459/BNZSEE.52.3.141-149
31. Lapin V. A., Yerzhanov S. E., Aldakhov Y. S. (2020) Statistical modeling of a seismic isolation object under random seismic exposure. *Journal of Physics: Conference Series* 1425 012006 doi:10/1088/1742-6596/1425/1/012006
32. Dyrda V., Kobets A., Bulat I., Lapin V., Lysytsia N., Ahaltsov H., Sokol S. (2019)

Vibro seismic protection of heavy mining machines, buildings and structures. *E3S Web of Conferences*, 109, 00022. <http://doi.org/10.1051/e3sconf/201910900022>

33. Bulat A. F., Dyrda V. I., Lysytsya M. I., Grebenyuk S. M. (2018). Numerical Simulation of the Stress-Strain State of Thin-Layer Rubber-Metal Vibration Absorber Elements Under Nonlinear Deformation. *Strength of Materials*, 50(3), pp. 387–395. <http://doi.org/10.1007/s11223-018-9982-9>

34. Bulat A. F., Dyrda V. I., Grebenyuk S. N., Klimenko M. I. (2019). Determination of effective characteristics of the fibrous viscoelastic composite with transversal and isotropic components. *Strength of Materials*, 51(2), pp. 183-192. <https://doi.org/10.1007/s11223-019-00064-x>

References

1. Zhunusov T. Zh. Osnovy seismostoikosti sooruzhenii. Almaty: RAUAN. 1990. 272 p. [In Russian]

2. Nemchinov Yu.I. Seismostoikost' zdaniy i sooruzhenii. Kiev. 2008. 499 p. [In Russian]

3. Taubaev A.S. Analiticheskaya zapiska o seismicheskom rezhime goroda Almaty i seismostoikosti ego zastroiki. Almaty: KazNIISA. 2008. 28 p. [In Russian]

4. Zhunusov T.Zh., Musienko V.L., Chechelev V.V. Prochnost i deformativnost' naturnogo otseka krupnopanel'nogo doma pri deistvii gorizonta'nykh sil tipa seismicheskikh. Issledovanie seismostoikosti sooruzhenii i konstruktсии. 1967, vyp.1(9), pp.57-80. [In Russian]

5. Zhunusov T.Zh., Ashimbaev M.U., Buchaczki E.G., Zhushupbekov B. Vibratsionnye ispytaniia 5-etazhnogo eksperimental'nogo zhilogo doma serii 69. Issledovanie seismostoikosti sooruzhenii i konstruktсии». 2017, vyp. 25(35), pp.36-48. [In Russian]

6. Shakhnovich Yu.G., Azhibekov A.D. Issledovaniia naturnykh fragmentov naruzhnykh sten krupnopanelnykh zdaniy serii E147. Issledovanie seismostoikosti sooruzhenii i konstruktсии. 2017, vyp. 25(35), pp.56-64. [In Russian]

7. Tsipeniuk I.F. Povrezhdaemost' i nadezhnost' krupnopanelnykh zdaniy pri seismicheskikh vozdeistviiakh. Issledovaniia po seismicheskoi opasnosti. Voprosy inzhenernoi seismologii. Vyp. 29. M.: Nauka. 1988, pp.141-153. [In Russian]

8. Tsipeniuk I.F. Otsenka nadezhnosti i uchet povtoriaemosti zemletriaseni pri raschetakh krupnopanelnykh zdaniy na seismicheskii vozdeistviia. V sb.: Razvitie metodov rascheta na seismostoikost. M. 1987, pp.138-152. [In Russian]

9. Denisov B.E. Issledovanie raboty krupnopanelnykh zdaniy na osnove informatsii inzhenerno-seismometricheskikh stantsii. V sb.: Razvitie metodov rascheta na seismostoikost. M. 1987, pp.153-159. [In Russian]

10. Zhunusov T.Zh., Aubakirov A.T., Ashimbaev M.U., Budanov V.I., Buchaczki E.G. Povrezhdeniia zdaniy i sooruzhenii v Dzhambule pri zemletriaseni 10 maia 1971 goda. Almaty: Kazakhstan. 1974, 139 p. [In Russian]

11. Cherepinskiy Yu.D. Seismoizoliatsiia zhilykh zdaniy. Almaty: KazGASA. 2003, 158 p. [In Russian]

12. Cherepinskiy Yu.D., Filippov O.R., Shershnev A.V. Otsenka seismostoikosti krupnopanelnykh domov na kinematicheskikh (KF) fundamentakh. Issledovanie seismostoikosti sooruzhenii i konstruktсии. 1982, vyp.13 (23), pp. 82-99. [In Russian]

13. Lapin V.A., Aldakhov E.S., Aldakhov S.D., Ali A.B. Veroyatnostnaya otsenka velichin nadezhnosti i riska po rezul'tatam pasportizatsii. Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii. 2020, no. 3, pp. 53-68. doi 10.37153/2618-9283-2020-3-53-68 [In Russian]

14. Lapin V.A., Erzhanov S.E. Problemy opredeleniia seismicheskogo riska dlia naselennykh punktov Respubliki Kazakhstan. Vestnik AO KazNIISA. 2016, vyp.7, pp. 20-24. [In Russian]

15. Lapin V.A., Erzhanov S.E. Algoritmy opredeleniia seismicheskogo riska dlya zdaniy i sooruzhenii v Respublike Kazakhstan. Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii. 2017, no.3, pp. 31-39. [In Russian]

16. Aldakhov E.S. Sposoby otsenki seismicheskogo riska primenitelno k megapolisu goroda Almaty. Vestnik AO KazNIISA. 2019, vyp.7 (95), pp. 35-46. [In Russian]

17. Tuleev T.D., Aldakhov S.D., Aldakhov E.S., Bitimbaev A.T., Ali A.B., Tazhikenov A.B., Lobodryga T.D. Pasportizatsiia obektov nedvizhimosti goroda Almaty. Vestnik AO KazNIISA. 2018, vyp.2 (78), pp. 6-10. [In Russian]
18. Shokbarov E.M. Pasportizatsiia zdanii i sooruzhenii goroda Almaty. Vestnik AO KAZNIISA. 2020, vyp.1 (1-3), pp. 93-96. [In Russian]
19. Khakimov Sh.A. Nekotorye voprosy otsenki seismicheskogo riska i antiseismicheskogo usileniia zdanii. Issledovanie seismostoikosti sooruzhenii i konstruksii. 2001, vyp.20 (30), pp.167-184. [In Russian]
20. Raizer V.D. Teoriia nadezhnosti sooruzhenii. M.: Izdatelstvo «ASV». 2010, 384 p. [In Russian]
21. Seismicheskii risk i inzhenernye resheniia. Sb. statei / Pod red. Lomnits U., Rozenblyut E. M.: Nauka, 1981. 86 p. [In Russian]
22. Dzhinchvelashvili G.A., Dzerzhinskii R.I., Denisenkova N.N. Kolichestvennye otsenki seismicheskogo riska i energeticheskie kontseptsii seismostoikogo stroitelstva. Kompiuternye issledovaniia i modelirovanie. 2018, T.10, no.1, pp. 61-76. [In Russian]
23. Eizenberg J.M. Modeli seismicheskogo riska i metodologicheskie problemy planirovaniia meropriyatii po smiagcheniiu seismicheskikh bedstvii. Seismostoikoe stroitelstvo. Bezopasnost' sooruzhenii. 2004, no. 6, pp. 31-37. [In Russian]
24. Koff G.L., Gusev A.A., Vorob'ev Yu.L., Koz'menko S.N. Otsenka posledstviia chrezvychainykh situatsii. M.: IPK REFIA. 1998. 364 p. [In Russian]
25. Napetvaridze Sh.G. Veroiatnostnye zadachi inzhenernoi seismologii i teorii seismostoikosti. Izdatelstvo "Mecznieraba", Tbilisi.1985, 110 p. [In Russian]
26. Liu Xiao-Xiao, Wang Yuan-Sheng. A New Formulation on Seismic Risk Assessment for Reinforced Concrete Structures with Both Random and Bounded Uncertainties. Discrete dynamiks in Nature&Society, 11(1)2018, pp.1-15. DOI:10.1155/2018/5027958. [In English]
27. Fathi-Fazi Reza, Jacques Eric, Cai Zhen, Kadhom Bessam. Development of a preliminary seismic risks creening tool for existing building in Canada. Canadian Journal of Civil Engineering, 2018, vol.45, Issue 9, pp. 717-727. DOI:10.1139/cjce-2017-0504 [In English]
28. Bunea Geordina, Doniga Cornel, Atanasiu Gabriela M. Study Concerning the Level of Seismic Risk in lasi Municipality. Advanced Engineering Forum. 2017, Vol.21, pp. 86-93. DOI 10.4028/www.scientific.net/AEF.21.86. [In English]
29. Ahmad Naveed, Ali Qaisar, Adil Muhammad, Khan Akhtar Naeem. Developing Seismic Risk Prediction Functions for Structures. Shock&Vibration. 4/29/2018, pp.1-22. DOI:10.1155/2018/4186015.
30. Hare H. John. A different way of thinking about seismic risk: a call for debate. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Sep2019, Vol.52, Issue 3, pp.141-149. DOI:10.5459/BNZSEE.52.3.141-149 [In English]
31. Lapin V. A., Yerzhanov S. E., Aldakhov Y. S. (2020) Statistical modeling of a seismic isolation object under random seismic exposure. Journal of Physics: Conference Series 1425 012006 doi:10/1088/1742-6596/1425/1/012006 [In English]
32. Dyrda V., Kobets A., Bulat I., Lapin V., Lysytsia N., Ahaltsov H., Sokol S. (2019) Vibroseismic protection of heavy mining machines, buildings and structures. *E3S Web of Conferences*, 109, 00022. <http://doi.org/10.1051/e3sconf/201910900022> [In English]
33. Bulat A. F., Dyrda V. I., Lysytsya M. I., Grebenyuk S. M. (2018) Numerical Simulation of the Stress-Strain State of Thin-Layer Rubber-Metal Vibration Absorber Elements Under Nonlinear Deformation. *Strength of Materials*, 50(3), pp. 387–395. <http://doi.org/10.1007/s11223-018-9982-9> [In English]
34. Bulat A. F., Dyrda V. I., Grebenyuk S. N., Klimenko M. I. (2019). Determination of effective characteristics of the fibrous viscoelastic composite with transversal and isotropic components. *Strength of Materials*, 51(2), pp. 183-192. <https://doi.org/10.1007/s11223-019-00064-x> [In English]

Сведения об авторах / Information about the authors

Лапин Владимир Алексеевич, кандидат технических наук, Директор Центра научных исследований строительной отрасли, ученый секретарь, член-корреспондент НИА РК и МИА, академик Казахской академии архитектуры и строительных наук, АО «КазНИИСА». Алматы, Республика Казахстан

lapin_1956@list.ru

Vladimir A. Lapin, Candidate of Technical Sciences, Director of the Center for Scientific Research of the Construction Industry, Scientific Secretary, Corresponding member of the NIA RK and MIA, academician of the Kazakh Academy of Architecture and Construction Sciences, KazRDICA JSC. Almaty, Republic of Kazakhstan

lapin_1956@list.ru

Алдахов Еркин Серикович, Директор Центра сейсмостойкости, обследования зданий и сооружений, АО «КазНИИСА». Алматы, Республика Казахстан

ealdakhov@kazniisa.kz

Yerkin S. Aldakhov, Director of the Center for Earthquake Resistance, Inspection of Buildings and Structures, KazRDICA JSC. Almaty, Republic of Kazakhstan ealdakhov@kazniisa.kz

Алдахов Серик Джумаханович, заведующий лабораторией системного анализа последствий землетрясений, стихийных бедствий и сейсмического мониторинга АО «КазНИИСА». Алматы, Республика Казахстан

saldakhov@kazniisa.kz

Serik D. Aldakhov, Head of the Laboratory for System Analysis of the consequences of Earthquakes, Natural Disasters and Seismic Monitoring KazRDICA JSC. Almaty, Republic of Kazakhstan

saldakhov@kazniisa.kz

Али Алимжан, ведущий инженер лаборатории системного анализа последствий землетрясений, стихийных бедствий и сейсмического мониторинга, АО «КазНИИСА». Алматы, Республика Казахстан

aali@kazniisa.kz

Ali Alimzhan, Leading Engineer of the Laboratory for System Analysis of the consequences of Earthquakes, Natural Disasters and Seismic Monitoring, KazRDICA JSC. Almaty, Republic of Kazakhstan

aali@kazniisa.kz

Поступила в редакцию / Received – 18.03.2021

Поступила после рецензирования и доработки / Revised – 20.04.2021

Принята к публикации / Accepted – 23.04.2021

УДК 699.841

DOI [10.37153/2618-9283-2021-2-72-85](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-2-72-85)

Проектирование, строительство и реконструкция сейсмостойких зданий и сооружений

Многоуровневый подход к проектированию сооружений в цунамиопасных районах

Сабилова О.Б.¹

¹ Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I. Санкт-Петербург, Российская Федерация

Аннотация. В работе предложен двухуровневый подход к расчету сооружений на действие цунами. Введено понятие проектного цунами и максимального расчетного цунами и соответствующих им предельных состояний. Оценены расчетные нагрузки на мостовые опоры от проектного и максимального расчетного цунами в зависимости от опасности территории и ответственности моста. При этом мосты, в соответствии с подходом, принятым в транспортном строительстве, разделены по степени ответственности на четыре категории. Получена формула, которая позволяет оценивать расчетную величину заплеска для проектного и максимального расчетного цунами в зависимости от категории моста. Кроме того, приведены графики, показывающие повторяемость цунами и соответствующую этой повторяемости расчетную высоту волны. Для оценки коэффициентов сочетаний нагрузок от ветра и цунами рассмотрены их равновероятные пары. При этом для задания ветровой нагрузки использовано распределение Вейбулла, а для нагрузки от цунами – распределение, приведенное в Своде Правил по обеспечению цунамибезопасности. Учет таких пар нагрузок актуален для мостов с высокими опорами, когда высота заплеска не превосходит высоты опор и велика вероятность одновременного сочетания нагрузок от ветра и от цунами. В работе приведены расчеты заплесков для двух видов цунами: проектного с повторяемостью раз в 50 лет и максимального расчетного с повторяемостью раз в 500 лет применительно к Камчатскому региону и Курильским островам для мостов первой и второй категории. Исследования показывают, что для проектного цунами и максимального расчетного цунами коэффициенты сочетаний с ветровой нагрузкой существенно различаются.

Ключевые слова: многоуровневое проектирование, коэффициенты сочетаний, высота заплеска волн, цунамиопасность, категории мостов

Благодарности: Автор выражает благодарность профессору А.М. Уздину за помощь при подготовке статьи. Кроме того, благодарит к.т.н. Смирнову Л.Н. и Клячко М.А. за замечания в процессе проведения исследований и их обсуждения.

Для цитирования: Сабилова О.Б. Многоуровневый подход к проектированию сооружений в цунамиопасных районах // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2021. № 2. С.72-85. DOI [10.37153/2618-9283-2021-2-72-85](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-2-72-85)

@ Сабилова О.Б., 2021

Design, building and reconstruction of aseismic constructions

Multi-level designing structures in tsunami-prone areas

Sabirova O.B.¹

¹St. Petersburg State University of Railway Transport of the Emperor Alexander I
Saint Petersburg, Russian Federation

Abstract: The paper proposes a two-level approach to the calculation of structures for the tsunami effect. The concept of the design tsunami and the maximum design tsunami and their corresponding limit states is introduced. The estimated loads on the bridge piers from the design and maximum design tsunami are estimated, depending on the territory danger and the bridge responsibility. At the same time, bridges, in accordance with the approach adopted in transport construction, are divided according to their degree of responsibility into four categories. A formula is obtained to estimate the design splash value for the design and maximum design tsunami, depending on the bridge category. In addition, graphs are provided showing the frequency of the tsunami and the calculated wave height corresponding to this frequency. To estimate the combination coefficient of wind and tsunami loads, their equally probable pairs are considered. At the same time, the Weibull distribution is used to set the wind load, and for the tsunami load, the distribution given in the Code of Rules for Ensuring Tsunami Safety is used. Taking into account such load pairs is relevant for bridges with high piers, when the height of the splash does not exceed the pier height and there is a high probability of a simultaneous combination of wind and tsunami loads. The paper presents the calculations of surges for two types of tsunamis: the design one with a repeatability of once in 50 years and the maximum design one with a repeatability of once in 500 years for the Kamchatka region and the Kuril Islands for bridges of the first and second categories. Studies show that for the design tsunami and the maximum design tsunami, the coefficients of combinations with wind load differ significantly.

Keywords: Multi-level design, combination coefficients, wave splash height, tsunami hazard, bridge categories

Acknowledgements: The author is grateful to Professor A. M. Uzdin for his help in preparing the article. In addition, he thanks L. N. Smirnova, Ph. D., and M. A. Klyachko, Ph. D., for their comments in the research process and when discussing results

For citation: Sabirova O. B. Multi-level designing structures in tsunami-prone areas. *Seismostoitkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety*. 2021, no. 2, pp. 72-85. (In Russian)

DOI [10.37153/2618-9283-2021-2-72-85](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-2-72-85)

Введение

В настоящее время во всем мире осуществляется переход к многоуровневому проектированию сооружений, подверженных сейсмическим нагрузкам. При этом задается несколько уровней сейсмического воздействия и несколько предельных состояний. На рисунке 1 воспроизведены предложения Еврокода-8 [1], адаптированные к нормам Италии [2,3], описывающие оценку повторяемости расчетных воздействий (design earthquake).

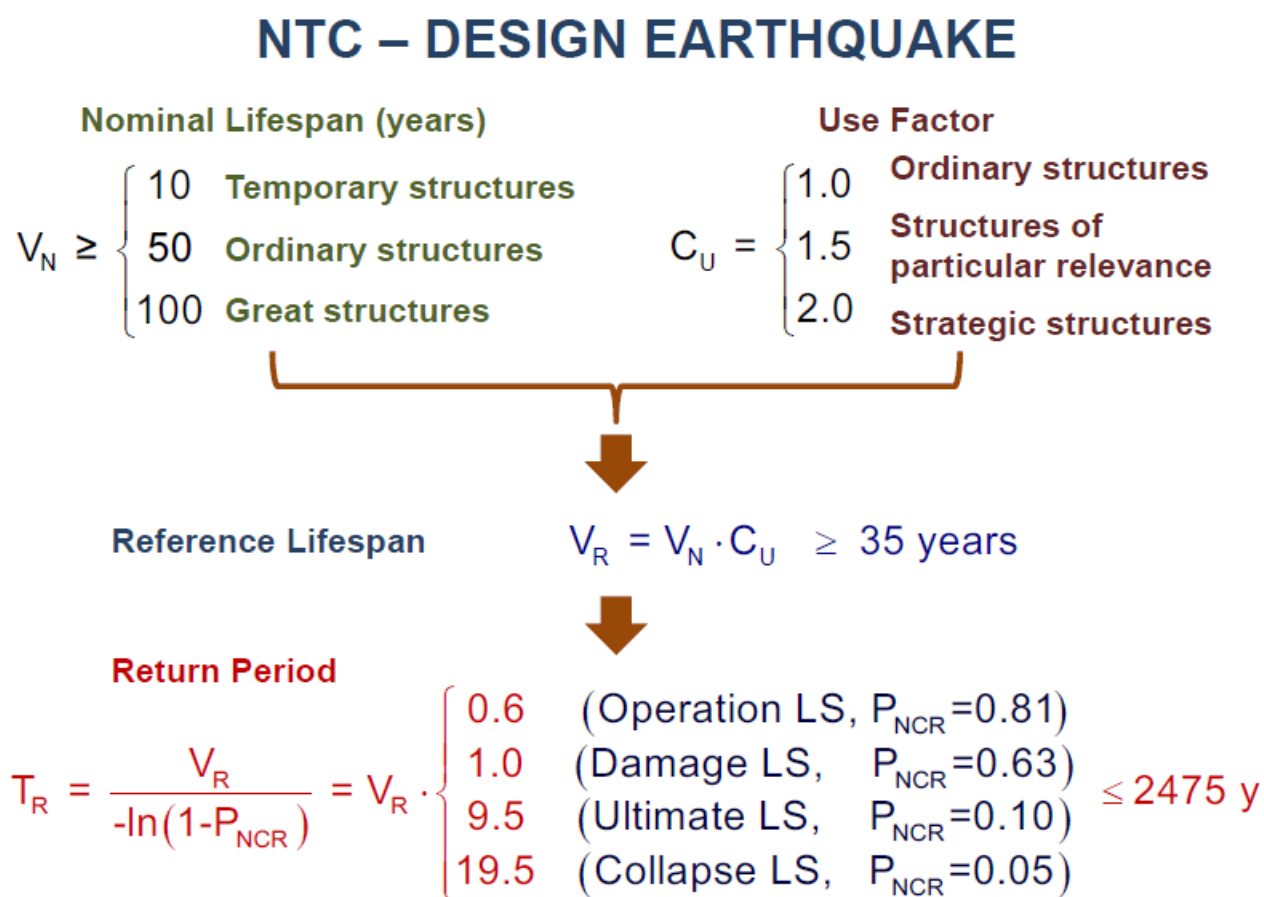


Рисунок 1 – Определение расчетных значений PGA по нормам Италии

Figure 1 – Determining the design PGA values according to Italian Guidelines

Базовыми для задания воздействий являются нормативный (номинальный) срок службы сооружения (nominal lifespan) и коэффициент важности (use factor). С их использованием определяется расчетный срок службы (reference lifespan). И уже с его помощью определяется минимальный период расчетного землетрясения T_R . При необходимости собственник может увеличить этот период. В соответствии с приведенным рисунком выделено 4 расчетных землетрясения.

1. Землетрясение безопасной эксплуатации с минимальной повторяемостью $T_R=21$ год (предельное состояние - operation limit state или OLS).
2. Повреждающее землетрясение с минимальной повторяемостью $T_R=36$ лет (предельное состояние - damage limit state или DLS).

3. Землетрясение, вызывающее серьезные повреждения сооружения, после которых сооружение не подлежит восстановлению или стоимость восстановления соизмерима со стоимостью нового объекта с минимальной повторяемостью $T_R=333$ года (предельное состояние - ultimate limit state или ULS).

4. Землетрясение, вызывающее обрушение сооружения, с минимальной повторяемостью $T_R=683$ года (предельное состояние – collapse limit state или CLS).

Приведенные цифры являются минимальными и повторяемость расчетных воздействий может быть увеличена, но, согласно рассматриваемому стандарту, не более чем до 2475 лет.

В СССР многоуровневый подход был заложен в середине 70-х годов прошлого века в работах Л.Ш. Килимника [4] и был реализован в Инструкции по оценке сейсмостойкости эксплуатируемых мостов РСН-44-88 [5]. В настоящее время двухуровневый расчет на действие проектного (ПЗ) и максимального расчетного (МРЗ) землетрясений обязателен только для расчета АЭС [6]. Действующие СП по сейсмостойкому строительству [7] ориентируются только на расчет с использованием МРЗ. При задании МРЗ спектральной кривой землетрясение называется расчетным, а при задании акселерограммой землетрясения – контрольным. В 2018 г. в России по инициативе и под руководством М.А. Клячко был разработан первый в мире СП по проектированию сооружений в цунамиопасных районах [8]. Естественно, что этот документ идеологически соответствовал действующему СП по сейсмостойкому строительству и оперировал только с редкими сильными цунами с повторяемостью реже, чем раз в 500 лет.

Если применить многоуровневый подход к цунами, то можно обозначить, например, цунами с повторяемостью раз в 50 лет, как проектное цунами (ПЦ); с повторяемостью раз в 100 лет, как умеренное или расчетное цунами (УЦ) и с повторяемостью раз в 500 лет – как максимальное расчетное цунами (МРЦ). Уточнение расчетной высоты волны следует дифференцировать в зависимости от срока службы и степени ответственности сооружения.

Следующий шаг – сочетание нагрузок. Если нагрузку с повторяемостью раз в 500 лет, очевидно, следует относить к особым нагрузкам, то нагрузку с повторяемостью раз в 50 лет, очевидно, к особым нагрузкам относить не следует. В первом приближении эта нагрузка должна рассматриваться как дополнительная. Уточнение коэффициентов сочетаний в этом случае можно рассмотреть отдельно в рамках настоящей работы в зависимости от зоны цунамиопасности и ветрового региона.

Попытка реализовать многоуровневый подход сделана автором ранее при пересмотре раздела СП [8] применительно к транспортным сооружениям.

Оценка параметров цунами для расчета мостовых конструкций

При корректировке СП [8,9] автором введено два уровня нагрузки ПЦ и МРЦ. При расчете на действие ПЦ требуется полное сохранение эксплуатационных свойств моста после цунами. При ПЦ, как правило, не допускается перелив волны через мост. На действие ПЦ следует оценивать прочность тела опор и сохранность верхнего строения пути (*сохранность ВСП следует оценивать в случаях, когда уровень подъема воды при ПЦ превысит подмостовой габарит*).

На действие МРЦ необходимо считать опоры мостов на прочность, пролетные строения на сбрасывание их с опор и пролетные строения на опрокидывание. Расчет опор на прочность при воздействии ПЦ проводится с учетом упругой стадии работы опоры, как на действие нагрузки дополнительных сочетаний. Расчет опор на действие МРЦ ведется с учетом

пластических свойств опоры. В первом приближении представляется оправданным учитывать пластическую работу конструкции введением в расчетные формулы коэффициента предельных состояний (редукции) $K_1 = 0.25$.

При расчете балочных пролетных строений на действие МРЦ оценивается прочность их крепления к пролетному строению (прочность опорных частей). Допускается разрушение опорных частей и удар пролетного строения о стопор. В этом случае стопор рассчитывается на этот удар так же, как и при сбросе пролетного строения с опорных частей при землетрясении [9].

Задание расчетного уровня ПЦ и МРЦ должно зависеть от степени ответственности объекта, срока его службы и цунамиопасности территории. В нормах по транспортным сооружениям [11] все мосты по степени ответственности разделены на 4 категории. Для этих категорий автор предлагает повторяемости ПЦ и МРЦ, приведенные в таблице 1. Отметим, что эти повторяемости не могут быть обоснованы в рамках рассматриваемой теории, а должны задаваться заинтересованной стороной (собственником). Этот факт хорошо известен в теории принятия решений [10,12,13].

Таблица 1 Предлагаемые повторяемости ПЦ и МРЦ в зависимости от степени ответственности моста

Table 2 Weibull distribution parameters for wind head in different wind regions

Класс объекта	Тип моста	Категория дороги		Повторяемость цунами, годы	
		железная	автомобильная	проектного	максимального
1	Внеклассные мосты	I и II	I – III	100	500
2	Большие и средние мосты	I и II	I – III	50	300
3	Большие и средние мосты	III и IV	IV-V	30	200
4	Малые мосты	-	-	20	100

Естественно, встает вопрос об определении уровня заплеска цунами при расчете мостов разной степени ответственности. За основу расчетов автор принял функцию плотности распределения высоты волн цунами, приведенную в СП [8]. Опасность цунами измеряется вероятностью Z того, что в данном месте за время t произойдет хотя бы одно цунами с высотой вертикального заплеска, превышающей значение h :

$$Z = 1 - P_0(\text{высота заплеска} > h) = 1 - e^{-\varphi(h) \cdot t}, \quad (1)$$

где средняя частота $\varphi(h)$ цунами с высотой заплеска, превышающей уровень h , носит название функции повторяемости. Эта функция, как показывает анализ данных наблюдений [7], хорошо аппроксимируется экспонентой при $h > 0,5$ м:

$$\varphi(h) = f e^{-\frac{h}{h^*}}, \quad (2)$$

где f – частота повторяемости сильных цунами (региональный параметр);
 h^* – характеристическая высота цунами (локальный параметр).

Для редких событий повторяемость события равна приблизительно величине обратной вероятности его возникновения. Пользуясь формулой (1) можно получить уравнение для определения величины h заплеска расчетного цунами для регионов с различной повторяемостью цунами.

$$Z = 1 - e^{-f \cdot t \cdot e^{-\frac{h}{h^*}}} = \frac{1}{T_{ts}} \quad (3)$$

где T_{ts} – повторяемость расчетного цунами.

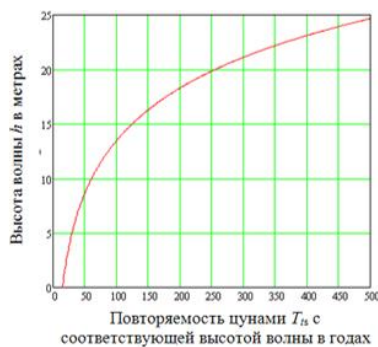
Решение уравнения (3) позволяет получить высоту заплеска, которая существенно зависит от цунамиопасности региона, определяемой параметрами f и h^* , и допускаемой повторяемости воздействия. В ряде случаев заплеск может быть весьма значительным. Так, для Камчатки или Курильских островов и мостов повышенной ответственности (расчетная повторяемость раз в 500 лет), заплеск волны составляет около 25 м. Можно отметить, что такие волны наблюдались ранее в регионе. В 1993 г. на о. Хоккайдо высота волны цунами достигла 31 м.

Теоретически и при такой высокой волне можно минимизировать потери. Конечно, мелкие объекты она уничтожит, но если опоры проектируемого моста достаточно мощные, снабжены волнорезами и, кроме того, обеспечено крепление пролетного строения к опоре, то после такого цунами железнодорожные пути, скорее всего, будут уничтожены (их смое), но опоры и пролетное строение моста могут остаться в проектном положении. Тут важно чтобы мост перенес землетрясение перед цунами без значительных потерь. На это следует обратить внимание при проектировании на сейсмические нагрузки. Если в районе проектирования ожидается цунами, то требования к пластической деформации опор должны быть повышены, а допустимая деформация понижена.

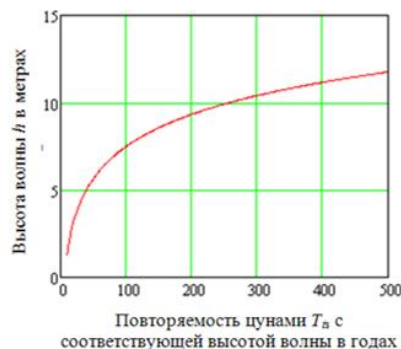
Базируясь на рекомендациях СП [8] целесообразно рекомендовать аналитическое решение уравнения (3) относительно величины h в зависимости от повторяемости.

$$h = \frac{-h^*}{t} \cdot \ln \left(\frac{-\ln \left(1 - \frac{1}{T_{ts}} \right)}{f} \right) \quad (4)$$

На графиках показаны результаты расчетов по формуле (4) для Камчатского края и Курильских островов.



Тихий океан. Камчатский край. б. Ольга



Тихий океан. Курильские острова. о. Итуруп

Рисунок 2 – Расчетная высота волны цунами в зависимости от повторяемости цунами.

Figure 2 – Design tsunami height depending on it frequency

Из рисунка 2 видно, что высота волны на Камчатке вполне может достигать 25 метров, в то время как на Курильских островах за тот же период времени высота волны не достигает отметки 15 метров.

Оценка коэффициентов сочетаний ветровой нагрузки с нагрузкой от цунами

Как отмечалось ранее, имеет смысл рассматривать сочетания нагрузок от цунами и от ветра для мостов, у которых высота опор выше, чем расчетная высота волны цунами. Для этого используется традиционный подход к оценке коэффициентов сочетаний, рассматривая множество равновероятных пар (цунами и ветер).

$$[P] = P_i \cdot P_j \quad (5)$$

где $[P]$ – допустимая вероятность превышения расчетного значения данных событий;

P_i и P_j – вероятности превышения каждого события, образующих равновероятную пару нагрузок «цунами-ветер».

Автор в качестве исходного значения задает допустимую вероятность превышения этих равновероятных пар, принимая во внимание рассмотренные выше вероятности при оценке высоты заплеска. Представляется целесообразным рассмотреть два крайних случая МРЦ с вероятностью превышения 0,002 раз в 500 лет и ПЦ с вероятностью превышения 0,02 раз в 50 лет. Задаваясь вероятностью Z превышения для цунами можно получить соответствующую ему вероятность P_w превышения ветровой нагрузки.

$$P_w = \frac{[P]}{Z} \quad (6)$$

Для того чтобы сочетать ветровую нагрузку с какой-либо другой нагрузкой необходимо подробно рассмотреть распределение ветровой нагрузки.

Ветровая нагрузка задается скоростным давлением ветра Q .

При оценке интенсивности ветровой нагрузки Q , сочетаемой с какой либо другой нагрузкой, необходимо учитывать соответствующую ей функцию плотности распределения. Статистические характеристики ветровой нагрузки детально изучены В.Д. Райзером [14]. В качестве функции распределения для ветровой нагрузки в [14,15] была рекомендована функция Вейбулла, имеющая вид:

$$P(Q) = 1 - e^{-\left(\frac{Q}{\theta}\right)^\beta} \quad (7)$$

где θ – параметр масштаба, а β – параметр формы распределения.

Математическое ожидание \bar{Q} и среднеквадратичное отклонение σ_Q распределения Вейбулла выражаются через параметры распределения следующим образом:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{Q} = \theta \cdot \Gamma\left(1 + \frac{1}{\beta}\right) \\ \sigma_Q^2 = \theta^2 \left\{ \Gamma\left(1 + \frac{2}{\beta}\right) - \left[\Gamma\left(1 + \frac{1}{\beta}\right) \right]^2 \right\} \end{array} \right. \quad (8)$$

где \bar{Q} – математическое ожидание случайной величины;

σ_Q – среднеквадратичное отклонение случайной величины;
 Γ – гамма функция.

Подробный расчет определения параметров θ и β описан в работе Сахарова О.А. [16].
 Данные по этим расчетам приведены ниже в Таблице 2.

Таблица 2 – Параметры распределения Вейбулла для ветрового напора в различных ветровых районах

Table 2 – Weibull distribution parameters for wind head in different wind regions

Ветровой район	Математическое ожидание скоростного давления, \bar{Q} , Па	Скоростное давление с вероятностью превышения 10%, Q , Па	Среднеквадратическое отклонение скоростного давления, σ_Q , Па	Параметр масштаба, θ	Параметр формы, β
I	200	318,348	88	225,573	2,421
II	270	401,842	99,9	302,618	2,941
III	360	509,616	115,2	400,373	3,457
IV	480	672,572	148,8	532,831	3,581
V	600	798,004	156	658,775	4,35
VI	700	940,86	189	770,416	4,173
VII	850	1,107E+3	204	928,5	4,751

На рисунке 3 приведена ФПР скоростного давления ветра. Так как прибрежные зоны, где выше всего вероятность возникновения таких нагрузок одновременно, считаются одними из самых сильных ветровых районов (относятся к VII ветровому району), то ветровой напор Q был принят как $\text{const} = 1107 \text{ Па} = 1,107 \text{ кН/м}^2$.

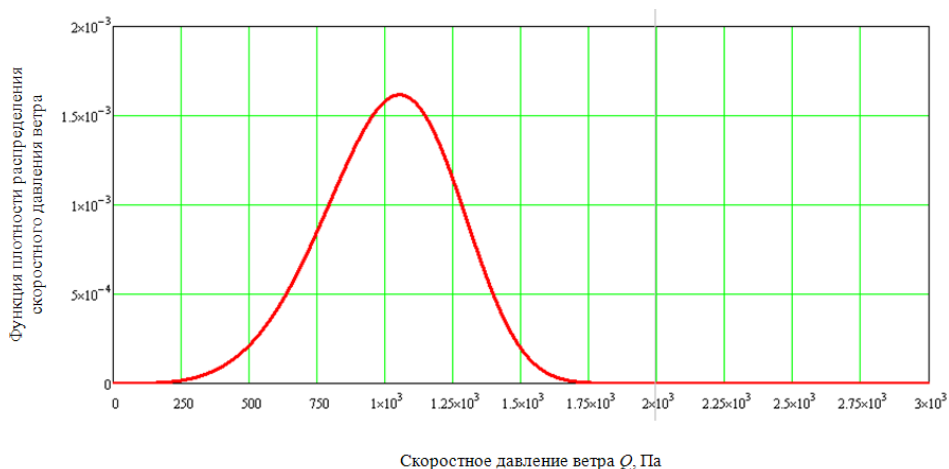


Рисунок 3 – Ф.П.Р. скоростного ветрового давления для VII ветрового района

Figure 3 – The probability density function of high-speed wind pressure for the VII wind region

Далее, получив распределение ветровой нагрузки, необходимо вернуться к коэффициентам сочетаний данных нагрузок.

Для наглядности результатов расчетов по указанной выше формуле (6) была построена Таблица 3 применительно к МРЦ в Камчатском крае, в которую вошли не только вероятности возникновения событий, но и уровень высоты волны h , в случае с цунами, и ветровой напор.

Таблица 3 – Коэффициенты сочетания ветровой нагрузки и нагрузки от цунами при МРЦ в Камчатском крае

Table 3 – Combination factor of wind load and tsunami load for the MRC in the Kamchatka Region

Ветер			Цунами		
P_w	Q , кН/м ²	K_w	Z	h , м	K_z
0,1	1,320	1	0,02	8,47	0,343
0,2	1,224	0,927	0,01	13,39	0,543
0,3	1,151	0,871	0,0066	16,34	0,662
0,4	1,087	0,823	0,005	18,29	0,739
0,5	1,025	0,776	0,004	19,81	0,803
0,6	0,961	0,728	0,003	21,13	0,857
0,7	0,891	0,675	0,0028	22,18	0,899
0,8	0,807	0,611	0,0025	23,11	0,939
0,9	0,690	0,522	0,0022	23,89	0,968
1	0	0	0,002	24,66	1

Далее приведена идентичная Таблица 4 для того же района при ПЦ

Таблица 4 – Коэффициенты сочетания ветровой нагрузки и нагрузки от цунами при ПЦ в Камчатском крае

Table 4 – Combination factor of wind load and tsunami load for the PC in the Kamchatka Region

Ветер			Цунами		
P_w	Q , кН/м ²	K_w	Z	h , м	K_z
0,1	1,320	1	0	0	0
0,2	1,224	0,927	0,1	0,01	0,011
0,3	1,151	0,871	0,066	0,10	0,012
0,4	1,087	0,823	0,05	2,16	0,250
0,5	1,025	0,776	0,04	3,74	0,433
0,6	0,961	0,728	0,033	5,03	0,583
0,7	0,891	0,675	0,028	6,12	0,709
0,8	0,807	0,611	0,025	7,05	0,817
0,9	0,690	0,522	0,022	7,88	0,914
1	0	0	0,02	8,62	1

В таблицах выше сиреневым цветом помечены коэффициенты сочетаний для этих двух событий (цунами и ветер). Для упрощения восприятия информации, представленной в данных таблицах, были построены графики зависимости коэффициента сочетаний ветровой нагрузки от коэффициента сочетаний к нагрузке от цунами (рис.4). Графики построены для двух предельных состояний ПЦ и МРЦ.

Предварительные расчеты показывают, что для проектирования мостового сооружения на МРЦ кроме расчета на цунами без ветра, необходимо сделать три дополнительных расчета. Расчеты следует производить по точкам, помеченным на картинке, на сплошной линии. Если смотреть на график слева направо, первая точка соответствует значениям $K_w = 0,52$; $K_z = 0,97$. Вторая точка $K_w = 0,80$; $K_z = 0,76$, третья $K_w = 0,1$; $K_z = 0,35$.

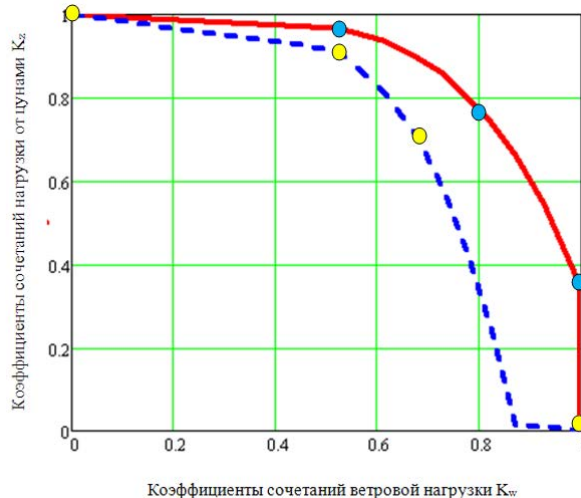


Рисунок 4 – Графическое изображение коэффициентов сочетаний ветровой нагрузки и нагрузки от цунами в Камчатском крае. (ПЦ – штрихпунктирная линия, МРЦ – сплошная)

Figure 4 – Dependence of the combination factor for the wind load on the combination factor for the tsunami load in the Kamchatka region. PC (Design tsunami) – dash-dotted line, MRC (Maximum design tsunami) – solid

Также для расчета на ПЦ кроме расчета на цунами без ветра, целесообразно сделать два дополнительных расчета. Точки помечены на штрихпунктирной линии в центре графика. При этом ветровая нагрузка без нагрузки от цунами не лимитирует. Первая точка соответствует значению коэффициентов сочетаний $K_w = 0,52$; $K_z = 0,91$, а вторая $K_w = 0,67$; $K_z = 0,71$.

Выводы

Выполненная работа иллюстрирует практическую реализацию многоуровневого подхода к расчету сооружений на действие экстремальных нагрузок на примере нагрузки от цунами на мосты. В работе предложено задать цунами с повторяемостью раз в 50 лет, как проектное цунами (ПЦ); с повторяемостью раз в 100 лет, как умеренное или расчетное цунами (УЦ) и с повторяемостью раз в 500 лет – как максимальное расчетное цунами (МРЦ). При действии ПЦ сооружение должно работать в штатном режиме, не теряя эксплуатационных свойств, а при действии МРЦ должны сохраниться опоры моста, и предотвращен сброс пролетных строений с опор. Уточнение расчетной высоты волны следует для каждого района дифференцировать в зависимости от срока службы и степени ответственности сооружения.

Предложенные повторяемости ПЦ и МРЦ в зависимости от степени ответственности моста, вообще говоря, задаются волевым образом собственником объекта, который должен принимать решение, как часто он может допустить нарушение нормальной эксплуатации и полную потерю объекта.

Если МРЦ можно относить к особым нагрузкам, то УЦ и, тем более, ПЦ следует относить к дополнительным, и для них следует рассматривать сочетание нагрузки от цунами с другими нагрузками, в частности с ветровой нагрузкой. При этом можно рекомендовать

несколько опасных пар коэффициентов сочетаний к нагрузке от цунами K_z ветровой K_w нагрузкам.

Отметим, что зависимость коэффициента сочетаний к цунами K_z от коэффициента сочетаний к ветровой нагрузке K_w резко падает при стремлении K_w к 1. Это позволяет рекомендовать делать расчет на полную ветровую нагрузку в сочетании с нагрузкой от цунами при $K_z=0,4$.

ЛИТЕРАТУРА

1. Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. prEN 1998 – 1:2003 (E), part 2, p.15.
2. Le norme tecniche per le costruzioni. Il ministero delle infrastrutture e dei trasporti. 2018.
3. NTC-2018, Norme Tecniche per le Costruzioni (Italian Technical Code for Constructions – 2018).
4. Килимник Л.Ш. О проектировании сейсмостойких зданий и сооружений с заданными параметрами предельных состояний // Строительная механика и расчет сооружений. 1975. № 2. С.40-44.
5. Инструкция по оценке сейсмостойкости эксплуатируемых мостов на сети железных и автомобильных дорог (на территории Туркменской ССР). РСН-44-88. Ашхабад: Ылым. 1988. 106 с.
6. Бирбраер А.Н., Шульман С.Г. Прочность и надежность конструкций АЭС при особых динамических воздействиях. М.: Энергоатомиздат. 1989. 304 с.
7. СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81
8. СП 1325800-2017 Здания и сооружения в цунамиопасных районах. Правила проектирования. Текст: Москва. 2017. 147 с.
9. Уздин А.М., Сабилова О.Б., Кузнецова И.О., Шульман С.А. Разработка проекта изменений к СП 292.1325800.2017 Здания и сооружения в цунамиопасных районах. Правила проектирования». Этап 1. Предварительные предложения. Санкт-Петербург. 2020. 10 с.
10. Уздин А.М., Кузнецова И.О. Сейсмостойкость мостов. Саарбрюкен (Германия), Palmarium. 2014. 450 с.
11. ГОСТ Р 54257-2010 Надёжность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования. М.: Стандартинформ. 2011. 32 с.
12. Уздин А.М., Воробьев В.А., Богданова М.А., Сигидов В.В., Ваничева С.С. Экономика сейсмостойкого строительства. М.: ФГПУ ДПО «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте», 2017, 176 с
13. Гольденблат И.И., Николаенко Н.А., Поляков С.В., Ульянов С.В. Модели сейсмостойкости сооружений. М.: Стройиздат. 1979. 251 с.
14. Райзер В.Д. Оценка риска при проектировании сооружений // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2007. №3. С. 15-18.
15. Сахаров О.А. К вопросу о назначении коэффициентов сочетаний сейсмической и других нагрузок // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2003. №2. С.9-11.

REFERENCES

1. Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. prEN 1998 – 1:2003 (E), part 2, p.15.
2. Le norme tecniche per le costruzioni. Il ministero delle infrastrutture e dei trasporti. 2018.
3. NTC-2018, Norme Tecniche per le Costruzioni (Italian Technical Code for Constructions – 2018).
4. Kilimnik L.Sh. On the design of earthquake-resistant buildings and structures with specified parameters of limit states. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 1975, 2, pp. 40-44. [In Russian]
5. Instructions for assessing the seismic resistance of operated bridges on the railway and highway network (on the territory of the Turkmen SSR). RSN-44-88. Ashgabat: Ylym. 1988. 106 p. [In Russian]
6. Birbraer A.N., Shulman S.G. Strength and reliability of NPP structures under special dynamic impacts. M.: Energoatomizdat. 1989. 304 p. [In Russian]
7. SP 14.13330.2018 Construction in seismic areas. Updated version of SNiP II-7-81
8. SP 1325800-2017 Buildings and structures in tsunami-prone areas. Design rules. Text: Moscow. 2017. 147 p.
9. Uzdin A.M., Sabirova O.B., Kuznetsova I.O., Shulman S.A. Development of draft amendments to SP 292.1325800.2017 Buildings and structures in tsunami-prone areas. Design rules. Stage 1. Preliminary proposals. Saint Petersburg. 2020. 10 p. [In Russian]
10. Uzdin A.M., Kuznetsova I.O. Seismic stability of bridges. Saarbrücken (Germany), Palmarium, 2014, 450 p. [In English]
11. GOST R 54257-2010 Reliability of building structures and foundations. Basic provisions and requirements. Moscow: Standartinform. 2011. 32 p.
12. Uzdin A.M., Vorobyev V. A., Bogdanova M. A., Sigidov V. V., Vanicheva S. S. Economics of earthquake-resistant construction. Moscow: FSPU DPO "Educational and Methodological Center for Education in Railway transport", 2017, 176 p. [In Russian]
13. Goldenblat I.I., Nikolaenko N.A., Polyakov S.V., Ulyanov S.V. Models of earthquake resistance of structures. M.: Stroyizdat. 1979. 251 p. [In Russian]
14. Raiser V.D. Risk assessment in the design of structures. *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2007, no. 3, pp. 15-18. [In Russian]
15. Sakharov O.A. On the assignment of coefficients of combinations of seismic and other loads. *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2003, no. 2, pp. 9-11. [In Russian]

Данные об авторе/Information about author

Сабирова Оттоша Бурхоновна, инженер, Петербургский государственный университет путей сообщения императора Александра I (ПГУПС), кафедра «Промышленное и гражданское строительство». Российская Федерация, Санкт-Петербург
sabirovaanna95@yandex.ru

Ottosha B. Sabirova, engineer, Emperor Alexander I St. Petersburg state transport university, "Industrial and civil construction" department. Russian Federation, St. Petersburg
sabirovaanna95@yandex.ru

Поступила в редакцию / Received – 01.03.2021

Поступила после рецензирования и доработки / Revised – 26.03.2021

Принята к публикации / Accepted – 02.04.2021

УДК 699.84

DOI [10.37153/2618-9283-2021-2-86-92](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-2-86-92)

Проектирование, строительство и реконструкция сейсмостойких зданий и сооружений

Об учете вертикальной нагрузки от цунами на мостовые сооружения

Яковлев А.Д.¹

¹ Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I.
Санкт-Петербург, Российская Федерация

Аннотация: В настоящее время большое внимание уделяется развитию восточных регионов Российской Федерации, на территории которых сосредоточены большие запасы нефти, газа и редких ископаемых. Для успешного освоения этих богатств требуется развитая транспортная инфраструктура, включающая в себя различные инженерные сооружения, такие как мосты, эстакады, виадуки и другие. При этом следует отметить, что строительство этих объектов осуществляется в сложных инженерных условиях возможного воздействия сейсмических сил и волн цунами. Причем эти воздействия могут оказать существенное влияние на функционирование сооружений. В настоящее время сложились определенные требования и рекомендации по проектированию таких объектов в различных условиях. В области цунамистойкого строительства разработан нормативный документ СП 292.1325800.2017. Этот документ является первым регламентирующим документом в области цунамистойкого строительства на территории Российской Федерации. Но, несмотря на наличие данного документа, вопрос учета нагрузок от цунами на различные сооружения остается актуальным. В частности, в СП 292.1325800.2017 нет четких указаний по учету вертикальных нагрузок от волн цунами на мостовые сооружения. Этой проблеме посвящается настоящая статья. С помощью проведенных исследований по компьютерному моделированию наката волны на мостовое сооружение, доказана необходимость учета вертикальной составляющей при проектировании подобных сооружений, а также предложена методика по определению ее численных значений. Таким образом, данная методика может стать дополнением к основной методике определения нагрузок от волн цунами на мостовые сооружения и помочь проектировщикам в полной мере учесть такое опасное стихийное бедствие как цунами.

Ключевые слова: цунамистойкость, нагрузка от цунами, мост, пролетное строение моста, моделирование наката волны

Для цитирования: Яковлев А.Д. Об учете вертикальной нагрузки от цунами на мостовые сооружения // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2021. № 2. С.86-92

DOI [10.37153/2618-9283-2021-2-86-92](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-2-86-92)

@ Яковлев А.Д., 2021

Design, building and reconstruction of aseismic constructions

Consideration of the vertical load from a tsunami on bridge structures

Yakovlev A.D.¹

¹ Emperor Alexander I Petersburg State Transport University.
Saint-Petersburg, Russian Federation

Abstract: A significant part of the territory of the Russian Federation is exposed to various natural disasters. One of the most destructive are tsunami waves. At the same time, for the development of these territories, there is a need for the development of transport infrastructure, which implies, among other things, the design of bridges. To ensure the reliability of bridges in the event of tsunami, it is necessary to fully take into account the possible impacts from these waves. In Russia, there is a document to determine the load from the tsunami. But, despite the existence of this document, the issue of taking into account the loads from the tsunami on various structures remains relevant. In particular, there are no clear guidelines for accounting for vertical loads from tsunami waves on bridge structures. With the help of the studies carried out on computer modelling of the wave roll-up on the bridge structure, this article proves the need to take into account the vertical loads from the tsunami, and also proposes a method for determining its numerical values. This study can complement the basic methodology for determining the loads from tsunami waves on bridge structures and help designers fully account for this dangerous natural disaster.

Keywords: tsunami resistance, load from tsunami, bridge, bridge span structure, modelling of the wave roll-up

For citation: Yakovlev A.D. Consideration of the vertical load from a tsunami on bridge structures. *Seismostoitkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety*. 2021, no. 2, pp. 86-92. (In Russian) DOI [10.37153/2618-9283-2021-2-86-92](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-2-86-92)

Введение

На территории восточных регионов Российской Федерации сосредоточено большое количество полезных ископаемых и природных рекреационных ресурсов, что приводит к развитию данного района. Освоение территорий становится возможным благодаря расширению транспортной инфраструктуры. При этом для развития автодорожной или железнодорожной сети появляется необходимость в возведении различных мостовых сооружений. Сам по себе мост достаточно сложное инженерное сооружение, но, если мост проектируется для использования в районах с возможным возникновением стихийных бедствий, то его проектирование является еще более сложной задачей, в процессе решения которой необходимо учесть все возможные факторы и варианты развития чрезвычайной ситуации, тем самым обеспечив безопасность будущего сооружения. Большинство возможных воздействий на мостовые сооружения учтены в СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*» [1]. Проектирование мостов в сейсмоопасных регионах регламентируется в СП 268.1325800.2016 «Транспортные сооружения в сейсмических районах. Правила проектирования» [2]. Но в данной статье речь пойдет о СП 292.1325800.2017 «Здания и сооружения в цунамиопасных районах. Правила проектирования», в котором представлен учет нагрузки от волн цунами на мостовые сооружения.

Пункт 5.7.2 СП 292.1325800.2017 предписывает располагать отметку низа пролетного строения выше максимального расчетного заплеска волны цунами с зазором не менее 0,5 м [3]. Соблюдение данного требования значительно повышает цунамистойкость сооружения. Но

поднять одно только пролетное строение недостаточно, необходимо приподнимать и насыпь, сохраняя при этом приемлемый уклон. Кроме того, при близком расположении мостов друг к другу появится необходимость поднимать всю трассу. Поэтому нужно понимать, что в большом количестве случаев соблюдение данного положения экономически не выгодно. Наиболее рациональным в таких случаях будет заложить в конструкцию сооружения необходимый запас прочности, который позволит строению выдержать нагрузку от волн цунами, которые выше пролетного строения.

Чтобы заложить в конструкцию этот запас прочности, необходимо учесть все возможные нагрузки. При этом с горизонтальными нагрузками от волн цунами в СП 292.1325800.2017 все достаточно понятно: их нужно учитывать и приведены формулы по которым можно найти численные значения этих нагрузок. Но очевидно, что в случае, когда волна цунами выше пролетного строения, часть этой волны окажется на пролетном строении и будет влиять в том числе и на вертикальную нагрузку. Следует отметить, что в пункте 5.7.4 указано на необходимость в расчете мостовых сооружений учитывать вертикальную нагрузку, но конкретных рекомендаций по ее определению нет.

Описание проведенного исследования

Данная статья посвящена исследованиям по определению величины вертикальных нагрузок от волны цунами на пролетное строение. Исследование выполнено в модуле «Fluid Flow (Fluent)» программного комплекса ANSYS 2021. Для этого был смоделирован фрагмент моста и расчетная область вокруг него размерами 42x31x10 метров. Высота моста составляет 5 метров, его габарит – 12 метров, что согласно ГОСТ Р 52748-2007 соответствует мостам для дорог II категории с двумя полосами движения [4]. Опоры приняты диаметром 1 метр с шагом 12 метров. Основные размеры модели представлены на рисунке 1.

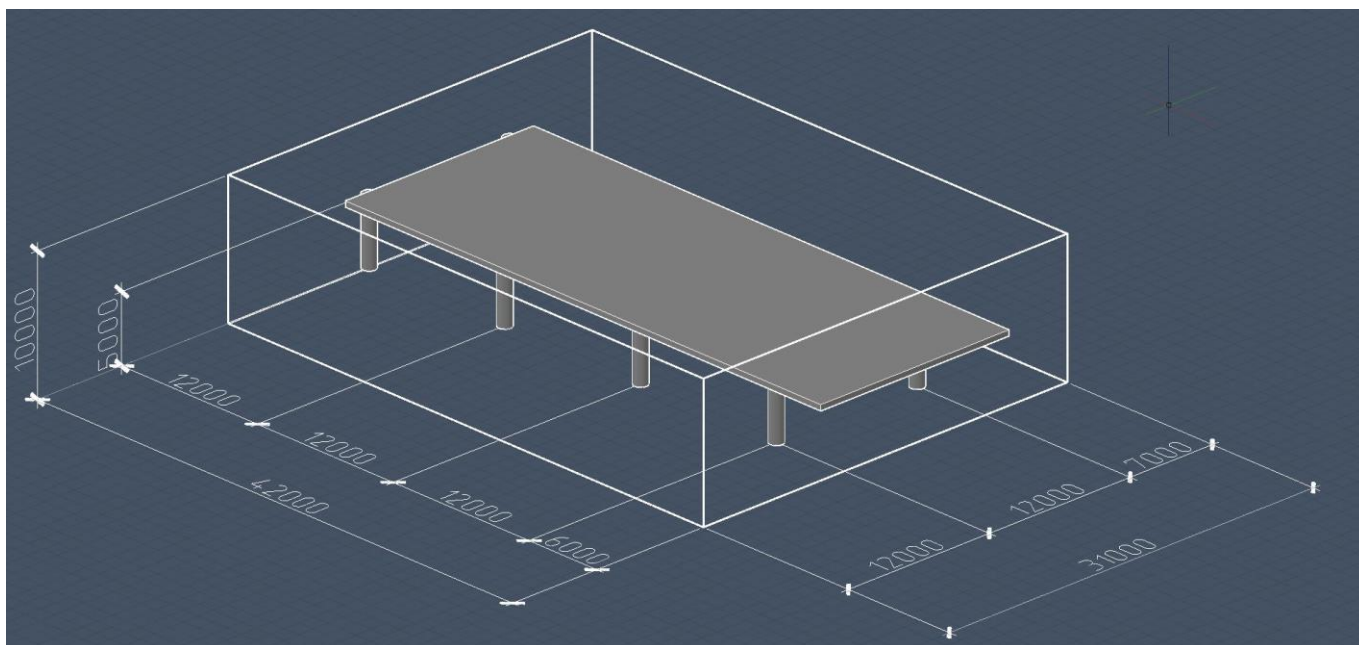


Рисунок 1 – Расчетная модель

Figure 1 – Calculation model

На данное сооружение был смоделирован накат волн различной высоты. Картина наката волны высотой 8 метров на сооружение представлено на рисунке 2. Картина давления от этой волны на сооружение представлена на рисунке 3.

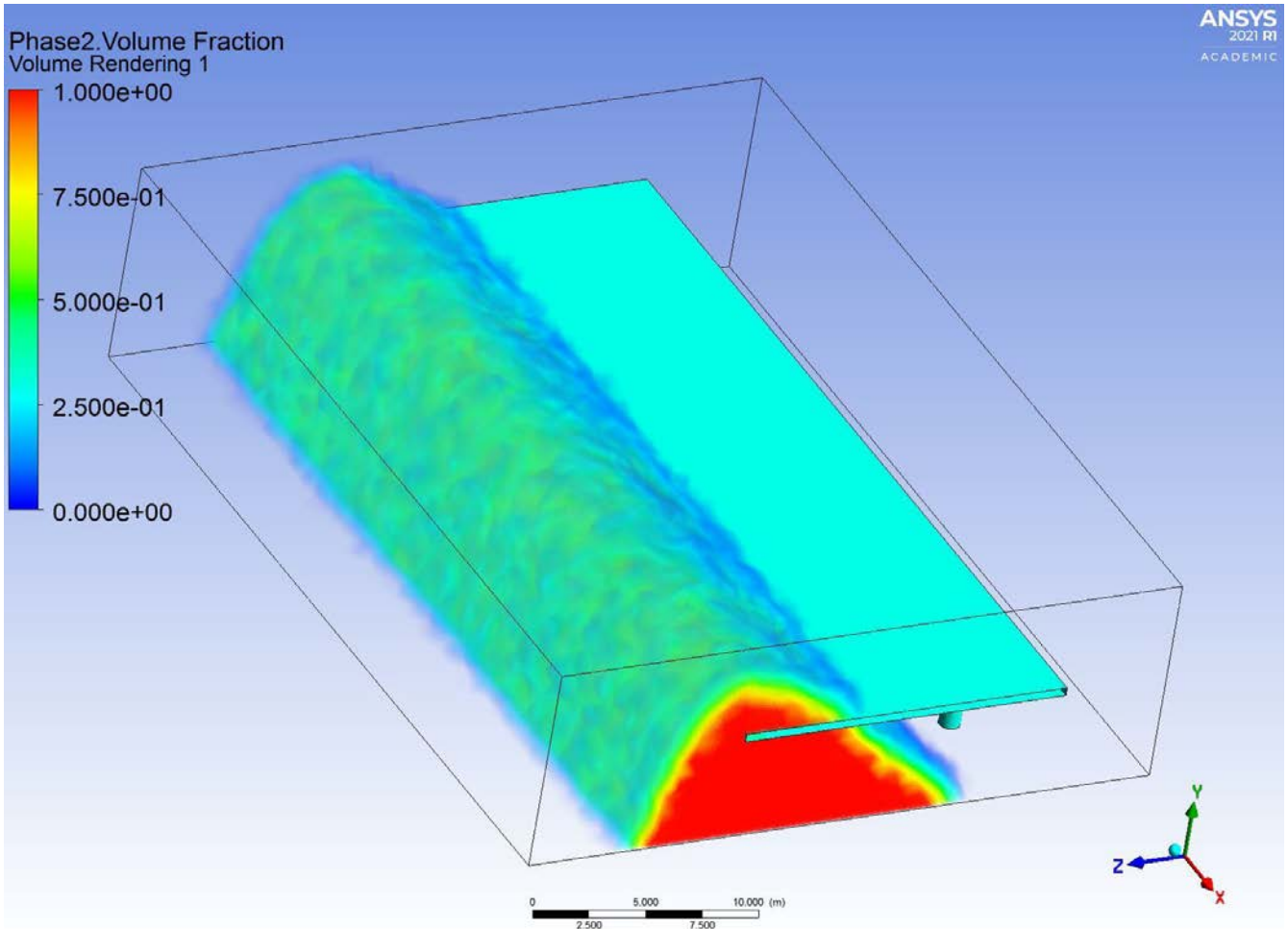


Рисунок 2 – Накат волны на фрагмент моста

Figure 2 – Wave rolling on a fragment of the bridge

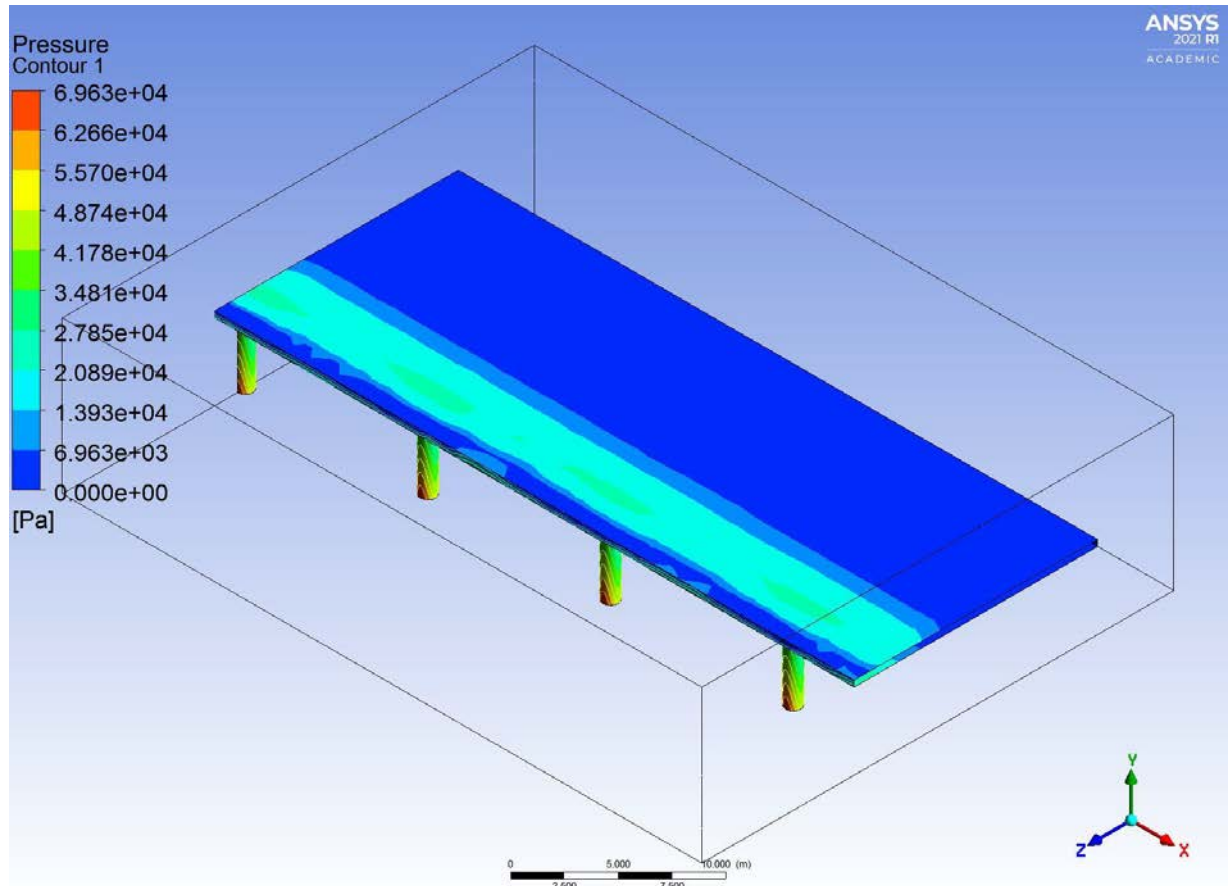


Рисунок 3 – Давление от волны на сооружение

Figure 3 – Pressure from the wave on the structure

Как видно из рисунка 3, максимальное давление испытывают на себе опоры в нижней точке. При этом сам пролет моста также испытывает на себе давление со стороны волны. И подобная картина распределения давления характерна для рассмотренных волн, высота которых превышает высоту пролетного строения. Результаты расчетов сведены в таблицу 1.

Таблица 1 – Результаты расчетов

Table 1 – Calculation results

Высота волны, м	Превышение волны над пролетным строением (H_B), м	Максимальное давление на сооружение (p), Па	Давление на пролет моста (p_B), Па	Отношение давления на пролет к максимальному значению
6	1	56340	16990	0,3
7	2	59790	19220	0,32
8	3	69630	23820	0,34
9	4	78630	31040	0,39
10	5	86200	40200	0,47

Как видно из таблицы 1, вертикальное давление от волны есть, оно составляет минимум 30% от максимального давления, и, следовательно, его необходимо учитывать при расчете пролетного строения на волну цунами высота которой превышает высоту сооружения.

Предлагается учитывать вертикальное давление от волны цунами по формуле ниже:

$$p_B = p \cdot k_B,$$

где p_B – вертикальное давление на пролетную конструкцию;

p – максимальное горизонтальное давление на сооружение;

k_B – коэффициент перехода, определяемый по графику на рисунке 4.

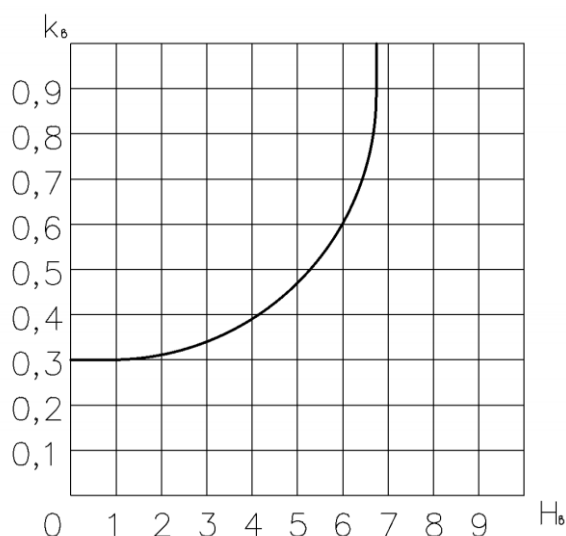


Рисунок 4 – Зависимость k_B от превышения высоты волны цунами над высотой сооружения (H_b)

Figure 4 – Dependence of k_B on the excess of the height of the tsunami wave over the height of the structure

График на рисунке 4 получен путем аппроксимации данных из таблицы 1 и, как и вся предлагаемая методика учета вертикальной нагрузки от волн цунами, требует дальнейшего исследования для уточнения.

Заключение

1) В ходе проведенного исследования по компьютерному моделированию наката волн цунами на фрагмент мостового сооружения установлено, что в случаях, когда высота волны превышает высоту сооружения, часть волны оказывает вертикальное воздействие на пролетное строение.

2) Показано, что вертикальное воздействие имеет большое значения, что необходимо учитывать при проектировании.

3) По данным моделирования получена зависимость между вертикальной и горизонтальной составляющих нагрузки от волны, а также разработана методика по определению численного значения вертикального давления от цунами на пролетное строение.

Список литературы

1. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*. Введ. 2011-05-20. М.: ОАО "ЦПП", 2011. 285 с.
2. СП 268.1325800.2016 Транспортные сооружения в сейсмических районах. Правила проектирования. Введ. 2017-12-24. М.: Стандартинформ, 2017. 150 с.
3. СП 292.1325800.2017. Здания и сооружения в цунамиопасных районах. Правила проектирования. Введ. 2017-06-23. М.: Минстрой России, 2017. 146 с.
4. ГОСТ Р 52748-2007. Дороги автомобильные общего пользования. Нормативные нагрузки, расчетные схемы нагружения и габариты приближения. Введ. 2008-01-01. М.: Стандартинформ, 2008. 16 с.

References

1. SP 35.13330.2011. Mosty i truby. Aktualizirovannaia redaktsiia SNiP 2.05.03-84*. Vved. 2011-05-20. M.: OAO "CPP", 2011. 285 p. [In Russian]
2. SP 268.1325800.2016 Transportnye sooruzheniia v sejsmicheskikh raionah. Pravila proektirovaniia. Vved. 2017-12-24. M.: Standartinform, 2017. 50 p. [In Russian]
3. SP 292.1325800.2017. Zdaniia i sooruzheniia v cunamiopasnykh raionah. Pravila proektirovaniia. Vved. 2017-06-23. M.: Ministroi Rossii, 2017. 146 p. [In Russian]
4. GOST R 52748-2007. Dorogi avtomobil'nye obshhego pol'zovaniia. Normativnye nagruzki, raschetnye shemy nagruzheniia i gabarity priblizheniia. Vved. 2008-01-01. M.: Standartinform, 2008. 16 p. [In Russian]

Сведения об авторах/Information about author

Яковлев Антон Дмитриевич – аспирант, Петербургский государственный университет путей сообщения императора Александра I (ПГУПС), кафедра «Здания». Российская Федерация, Санкт-Петербург

anton.yakovlev.94@mail.ru

Anton D. Yakovlev – postgraduate student, Emperor Alexander I St. Petersburg state transport university, "Buildings" department. Russian Federation, St. Petersburg.

anton.yakovlev.94@mail.ru

Поступила в редакцию / Received – 29.03.2021

Поступила после рецензирования и доработки / Revised – 16.04.2021

Принята к публикации / Accepted – 23.04.2021