



СЕЙСМОСТОЙКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО БЕЗОПАСНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

ISSN 2618-9283

DOI 10.37153/2618-9283

EARTHQUAKE ENGINEERING. CONSTRUCTIONS SAFETY

03 2022

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:

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

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

2.8.10 – Охрана труда, промышленная безопасность, безопасность в чрезвычайных ситуациях (недропользование);

2.4.9 – Ядерные энергетические установки, топливный цикл, радиационная безопасность (технические науки);

1.6.1 – Общая и региональная геология. Геотектоника и геодинамика (геолого-минералогические науки);

1.6.7 – 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 25.05.2022 г. под номером 2121.

С 24 мая 2021 года журнал входит в Russian Science Citation Index (RSCI) на платформе Web of Science. 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) (<http://raee.su>).

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@raee.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:

2.1.1 – Building structures, buildings and structures (technical sciences);

2.1.2 – Foundations, underground structures (technical sciences);

2.8.10 – Labor protection, industrial safety, safety in emergency situations (subsurface use);

2.4.9 – Nuclear power plants, fuel cycle, radiation safety (technical sciences);

1.6.1 – General and regional geology. Geotectonics and geodynamics science (geological and mineralogical sciences);

1.6.7 – 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 25.05.2022 listed under the 2121 position.

Since May 24, 2021 included in the Russian Science Citation Index (RSCI) on the Web of Science platform.

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 manmade hazards (RAEE) (<http://raee.su>).

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 Institut'skaya, 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)

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

Тонких Г.П., доктор технических наук, профессор (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)

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

Tonkikh G.P., DSc, Professor (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)

СОДЕРЖАНИЕ

№ 3 – 2022

Теоретические и экспериментальные исследования

Уздин А.М., Мозжухин А.С., Сорокина Г.В.
Некоторые вопросы нелинейной работы сейсмоизоляции 8

Коротков В.А., Кузьминов А.В., Родин П.А.
Учет «грунтового» демпфера в методе модальной суперпозиции при динамическом расчете строительных конструкций АЭС 20

Тонких Г. П., Аверин И.А.
Повышение сейсмостойкости зданий за счет спирального армирования изгибаемых железобетонных конструкций 31

Сейсмический риск и ущерб

Альдреби З.А.
Сейсмостойкость исторических зданий с деревянным каркасом и каменным заполнением в Европе 40

Градостроительные проблемы сейсмобезопасности

Белаш Т.А.
Об использовании мелкосборных деревянных элементов в сейсмостойком строительстве 55

Проектирование, строительство и реконструкция сейсмостойких зданий и сооружений

Васильева Е.В., Федоров В.М.
Обеспечение безопасности и надёжности каналов с облицовкой из бетона на местных заполнителях 63

Фото на обложке номера из открытых источников. Последствия землетрясения в Афганистане.

CONTENTS

№ 3 – 2022

Theoretical and Experimental Studies

- A.M. Uzdin, A.S. Mozzhukhin, G.V. Sorokina**
Some questions of nonlinear seismic isolation behavior **8**
- V.A. Korotkov, A.V. Kuzminov, P.A. Rodin**
Consideration of the "soil" damper in the modal superposition method during dynamic analysis of NPP civil structures **20**
- G.P. Tonkikh, I.A. Averin**
Increase of seismic resistance of buildings due to spiral reinforcement of bent reinforced concrete structures **31**

Seismic risk and damage

- Z.A. Aldrebi**
Seismic Resistance of Historic Buildings with Timber Frame and Stone Infill in Europe **40**

Seismic safety in city planning

- T.A. Belash**
On the use of small-scale wooden elements in earthquake-resistant construction **55**

Design, building and reconstruction of a seismic constructions

- E.V. Vasilyeva, V.M. Fedorov**
Ensuring the safety and reliability of channels lined with concrete on local aggregates **63**

Photo on the cover of the issue – from the open sources. Consequences of the earthquake in Afghanistan.

УДК 624.042.7

DOI [10.37153/2618-9283-2022-3-8-19](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-8-19)

Теоретические и экспериментальные исследования

Некоторые вопросы нелинейной работы сейсмоизоляции

Уздин А.М.¹, Мозжухин А.С.², Сорокина Г.В.³

^{1,3} ФГБОУ ВО Петербургский государственный университет путей сообщения
им. Александра I. Санкт-Петербург, Российская Федерация

² Акционерное общество «Атомэнергопроект». Санкт-Петербург, Российская Федерация

Аннотация: Получено аналитическое решение уравнения движения нелинейной сейсмоизолированной системы на фазовой плоскости. Рассмотрены случаи систем с возрастающей и убывающей жесткостью. Характерным примером системы с возрастающей жесткостью являются системы с ограничителями перемещений. К системам с убывающей жесткостью относятся известные типы сейсмоизоляции с кинематическими опорами А.В. Курзанова и Ю.Д. Черепинского. Для систем первого типа траектория движения на фазовой плоскости всегда ограничена, но при сильных ограничениях смещений имеет место рост ускорений. Предложенное решение позволяет анализировать зависимость роста ускорений от ограничения смещений. Задачи второго типа могут быть неустойчивыми, что хорошо видно на фазовых траекториях. Это требует анализа их устойчивости при проектировании сейсмоизоляции.

Ключевые слова: сейсмоизоляция, возрастающая жесткость, убывающая жесткость, фазовая плоскость, кинематическая опора, нелинейная работа

Для цитирования: Уздин А.М., Мозжухин А.С., Сорокина Г.В. Некоторые вопросы нелинейной работы сейсмоизоляции // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2022. №3. С.8–19

DOI: [10.37153/2618-9283-2022-3-8-19](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-8-19)

Благодарность: Работа выполнена при поддержке РФФИ по гранту ГФЕН-а 21-58-53012 «Теоретические основы и методы проектирования сценариев накопления повреждений при сейсмических воздействиях на примере портовых и шельфовых сооружений» и по гранту национального фонда естественных наук КНР №52111530036 «Study on the evolution of seismic damage scenarios and limit state of offshore platforms».

Theoretical and experimental studies

Some questions of nonlinear seismic isolation behavior

Uzdin A.M.¹, Mozhukhin A.S.², Sorokina G.V.³

^{1,3} Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University. Saint Petersburg, Russian Federation

² JSC "Atomenergoproekt". Saint Petersburg, Russian Federation

@ А.М. Уздин, А.С. Мозжухин, Г.В. Сорокина, 2022

Abstract: An analytical solution of the motion equation of nonlinear seismically isolated systems on the phase plane is obtained. The cases of systems with increasing and decreasing stiffness are considered. A typical example of a system with increasing rigidity is a system with restrictors. Systems with decreasing stiffness include well-known types of seismic isolation with kinematic supports of A.V. Kurzanov and Yu.D. Cherepinsky. For systems of the first type, the motion trajectories on the phase plane are always limited, but with strong displacement restrictions, an increase in accelerations takes place. The proposed solution makes it possible to analyze the dependence of the acceleration growth on the displacement limitation. Solutions of the second type can be unstable, which is clearly seen on the phase trajectories. This requires an analysis of their stability when designing seismic isolation.

Keywords: seismic isolation, increasing stiffness, decreasing stiffness, phase plane, kinematic support, nonlinear operation

For citation: Uzdin A.M., Mozzhukhin A.S., Sorokina G.V. Some questions of nonlinear seismic isolation behavior. [*Earthquake engineering. Constructions safety.*] 2022, no.3, pp. 8–19 DOI: [10.37153/2618-9283-2022-3-8-19](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-8-19)

Acknowledgment: The work was supported by the Russian Foundation for Basic Research under the GFEN-a grant 21-58-53012 "Theoretical foundations and methods for designing damage accumulation scenarios under seismic effects on the example of port and offshore structures" and under the grant of the National Natural Science Foundation of China No. 52111530036 "Study on the evolution of seismic damage scenarios and limit state of offshore platforms".

Введение

Вопросы сейсмоизоляции в линейной постановке хорошо изучены, им посвящена обширная литература [1–3 и др.]. Между тем, большая часть сейсмоизолирующих устройств имеет нелинейную характеристику нагружения, при этом жесткость системы может, как возрастать, так и убывать с увеличением нагрузки. Характерным примером увеличения жесткости являются системы с включающимися связями, в частности системы с ограничителями перемещений [3–4]. Не менее известны системы с деградирующей жесткостью, среди которых имеются системы и с отрицательной жесткостью, например фундаменты Ю.Д. Черепинского и А.В. Курзанова [3, 5]. Между тем, общие закономерности сейсмоизолирующих фундаментов с нелинейной жесткостью не исследовались. Ниже сделана попытка общего качественного анализа нелинейности в системах сейсмоизоляции.

Основная часть

Рассмотрим предварительно системы, имеющие начальную жесткость и характеризующиеся частотой колебаний k . Если ввести безразмерное время $\tau = kt$, то уравнение движения принимает вид:

$$\ddot{q} + q = 0 \quad (1)$$

где \dot{q} – производная по безразмерному времени.

Траекторией движения свободных колебаний такой системы на фазовой плоскости будет окружность, радиус которой зависит от начальных условий.

Для системы с нелинейной жесткостью, у которой нелинейность характеризуется функцией $\psi(q)$, аналог уравнения (1) будет иметь вид:

$$\ddot{q} + (1 + \psi(q))q = 0 \quad (2)$$

Если ψ возрастает с ростом q , то мы имеем дело с возрастающей жесткостью, в противном случае – с деградирующей.

В уравнении (2) легко исключить время t , введя в качестве переменной скорость $V = \frac{dq}{dt}$, тогда

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dv}{dq} \cdot \frac{dq}{dt} = V \frac{dv}{dq} \quad (3)$$

С учетом (3) уравнение (2) можно переписать в виде:

$$V \frac{dv}{dq} = -(1 - \psi(q))q \quad (4)$$

или
$$V dv = -(1 - \psi(q))q * dq$$

$$V = \sqrt{-1 - 2 \int \psi(q) q dq} + V_0 \quad (5)$$

Решение (5) определяет движение одномассовой системы с нелинейной жесткостью на фазовой плоскости.

Системы с возрастающей жесткостью

К числу таких систем относятся вышеупомянутые системы с включающимися связями, в частности системы с ограничителями перемещений [3–4]. Но возможно использование и более сложных систем, например соединение сейсмоизолирующих деталей с помощью натяжного болта (рис.1), у которого возвращающая сила Q определяется в зависимости от смещения U по формуле:

$$Q = \frac{EFu^3}{2H^3} \quad (6)$$

где E и F – модуль упругости и площадь натяжного болта;

H – начальная длина натяжного болта; u – смещение соединяемых деталей.

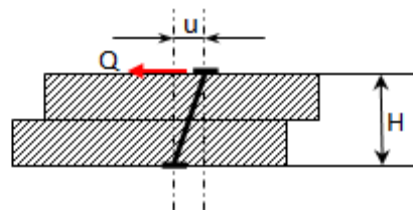


Рисунок 1 – Соединение деталей натяжным болтом

Figure 1 – Connection of parts with a tension bolt

Авторы рассмотрели два типа систем с возрастающей жесткостью: линейное возрастание жесткости (рис.2) и резкое возрастание жесткости (рис.3).

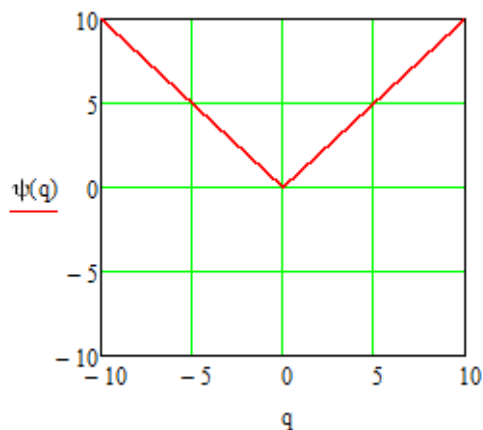


Рисунок 2 – «Линейно возрастающая» зависимость жесткости $\psi(q)$ от смещения q

Figure 2 – "Linearly increasing" dependence of stiffness $\psi(q)$ on displacement q

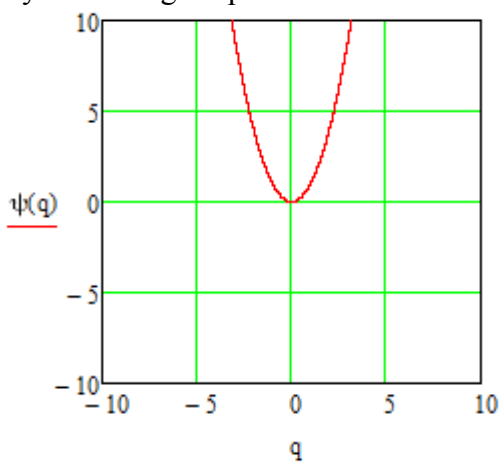


Рисунок 3 – Резко возрастающая зависимость жесткости $\psi(q)$ от смещения q

Figure 3 – Sharply increasing dependence of stiffness $\psi(q)$ on displacement

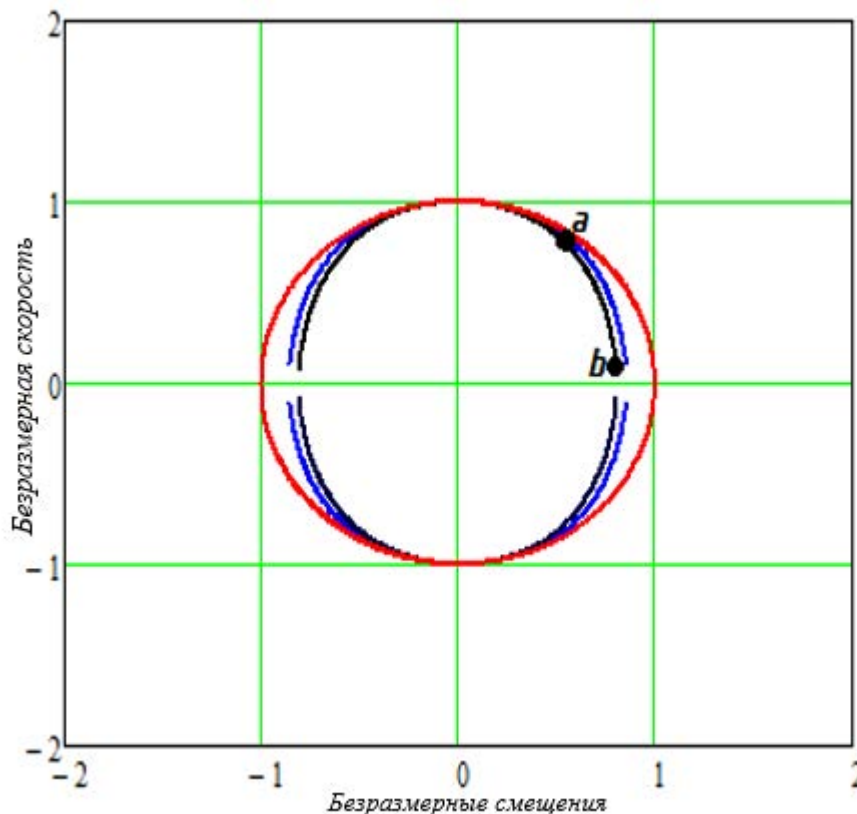


Рисунок 4 – Траектория на фазовой плоскости для системы без жёсткости (красная кривая), для системы с линейно возрастающей жёсткостью (черная кривая) и для системы с нелинейно возрастающей жёсткостью (синяя кривая)

Figure 4 – The trajectory on the phase plane for a system without stiffness (red curve), for a system with linearly increasing stiffness (black curve) and for a system with non-linearly increasing stiffness (blue curve)

Наличие возрастающей жесткости позволяет снизить максимальные смещения системы, однако на фазовой плоскости появляются участки с большим возрастанием ускорений. На рисунке 4 мы видим эти участки (от точки а до точки b). Чем сильнее меняется характеристика жесткости, тем интенсивнее происходит рост ускорений. Меняя характеристику роста жесткости можно пытаться добиться необходимых ограничений при допустимых ускорениях сооружения.

Заметим, что для линейной сейсмоизоляции в безразмерных координатах ускорения линейно связаны со смещениями $\ddot{q} = -q$. Для нелинейной сейсмоизоляции эта связь описывается уравнением (4) и имеет вид, представленный на рис.5.

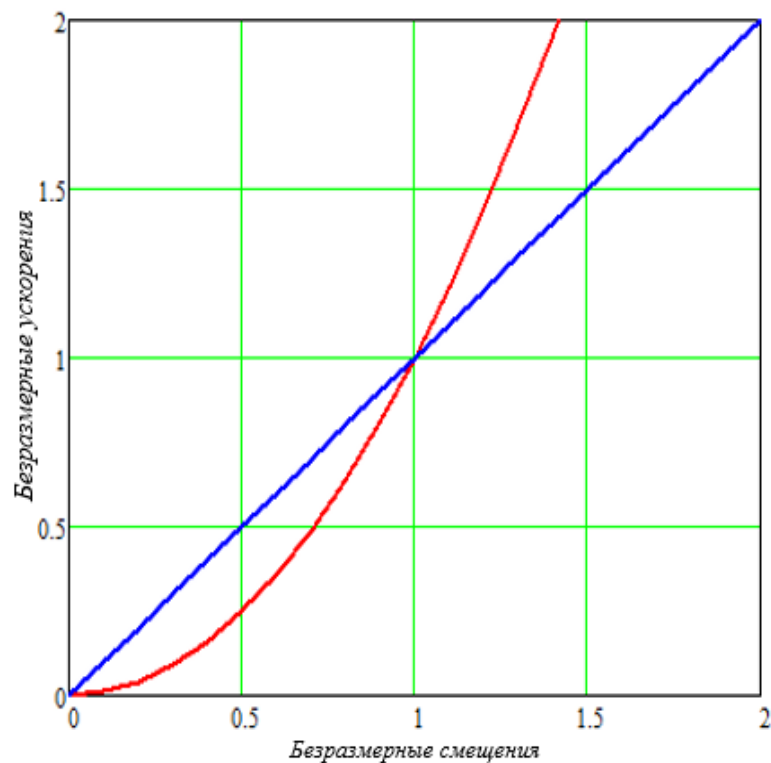


Рисунок 5 – Зависимость ускорений от смещений в безразмерных координатах
синяя траектория – линейно возрастающая жесткость,
красная траектория – нелинейно возрастающая жесткость

Figure 5 – Dependence of accelerations on displacements in dimensionless coordinates
blue trajectory – linearly increasing stiffness,
red trajectory – non-linearly increasing stiffness

Полученная зависимость позволяет рассматривать противоречие между смещениями в сейсмоизоляции и ускорениями сейсмоизолированного объекта. В конкретном примере мы видим, что ограничение безразмерных смещений величиной 2 за счет применения системы с возрастающей жесткостью приводит к удвоению безразмерных ускорений.

Системы с деградирующей жесткостью

Для систем с деградирующей жесткостью результат получается более сложным, а уравнение свободных колебаний существенно зависит от начальных условий. Авторы рассмотрели два типа систем: с линейно деградирующей жесткостью (рис.6) и нелинейно деградирующей жесткостью (рис.7).

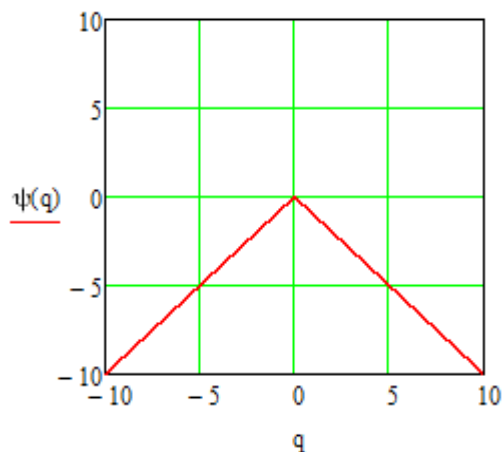


Рисунок 6 – «Линейно деградирующая» зависимость жесткости $\psi(q)$ от смещения q

Figure 6 – "Linearly degrading" dependence of stiffness $\psi(q)$ on displacement q

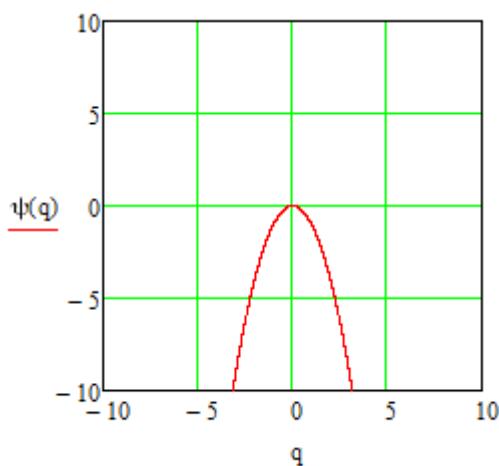


Рисунок 7 – «Нелинейно деградирующая» зависимость жесткости $\psi(q)$ от смещения q

Figure 7 – "Non-linearly degrading" dependence of stiffness $\psi(q)$ on displacement q

Если жесткость остается положительной в процессе колебаний, то ветви фазовой траекторий пересекаются, и мы получаем траектории движения, показанные на рисунке 8, в противном случае ветви фазовых траекторий не пересекаются, а смещения и ускорения неограниченно возрастают, как показано на рисунке 9.

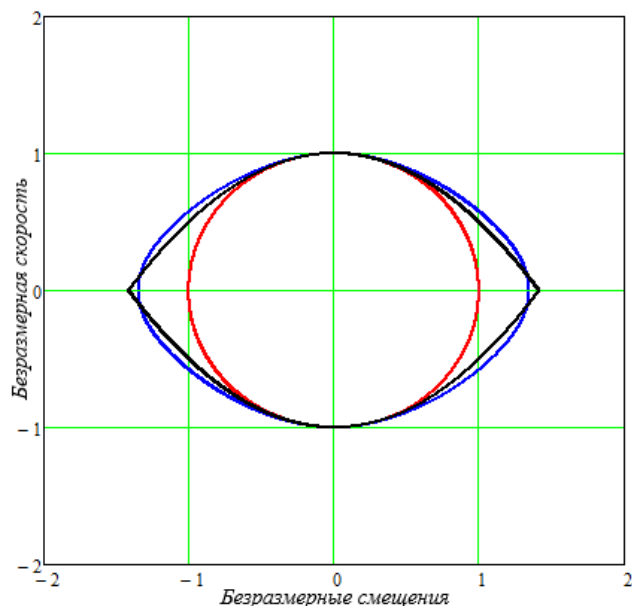


Рисунок 8 – Траектория на фазовой плоскости для системы без жёсткости (красная кривая), системы с линейно деградирующей жёсткостью (синяя кривая) и для системы с нелинейно деградирующей жёсткостью (черная кривая)

Figure 8 – The trajectory on the phase plane for a system without stiffness (red curve), a system with linearly degrading stiffness (blue curve) and for a system with non-linearly degrading stiffness (black curve)

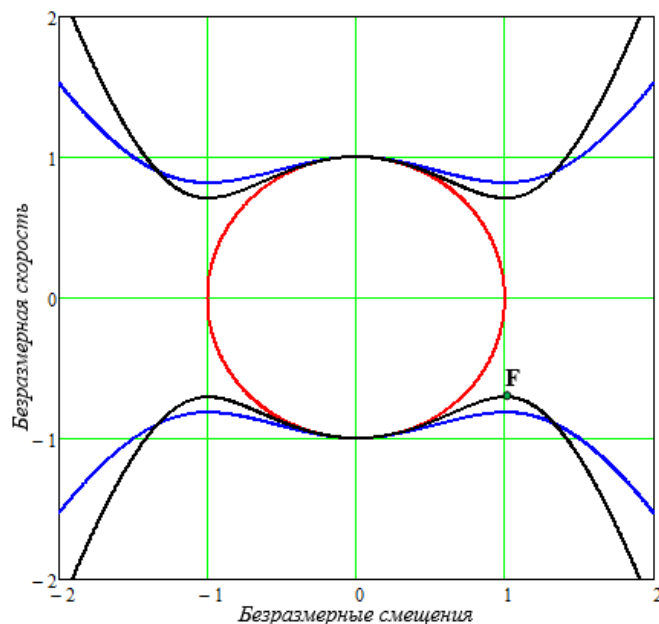


Рисунок 9 – Траектория на фазовой плоскости для системы без жёсткости (красная кривая), системы с линейно деградирующей жёсткостью (синяя кривая) и для системы с нелинейно деградирующей жёсткостью (черная кривая)

Figure 9 – The trajectory on the phase plane for a system without stiffness (red curve), a system with linearly degrading stiffness (blue curve) and for a system with non-linearly degrading stiffness (black curve)

В точке F жесткость превращается в 0 и происходит падение системы. Такая картина для фундамента В.А. Курзанова получена в [6]. Падение системы происходит, когда опора становится на диагональ (Рис.10).

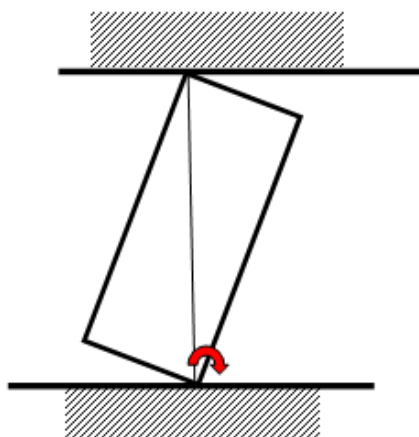


Рисунок 10 – Момент падения опоры А.В. Курзанова

Figure 10 – The moment of the fall of the support of A.V. Kurzanov

Заметим, что для линейной сейсмоизоляции в безразмерных координатах ускорения линейно связаны со смещениями $\ddot{q} = -q$. Для нелинейной сейсмоизоляции эта связь описывается уравнением (4) и имеет вид, представленный на рис.11.

Наличие деградирующей жесткости позволяет снизить максимальные ускорения системы, однако затем происходит резкое возрастание скорости, т.е. «сход» системы. На рисунке 12 мы видим эти участки (до точки F), жёсткость на них будет около нулевой. Ограничив характеристику роста жесткости до точки F можно пытаться добиться необходимых ограничений при допустимых ускорениях сооружения.

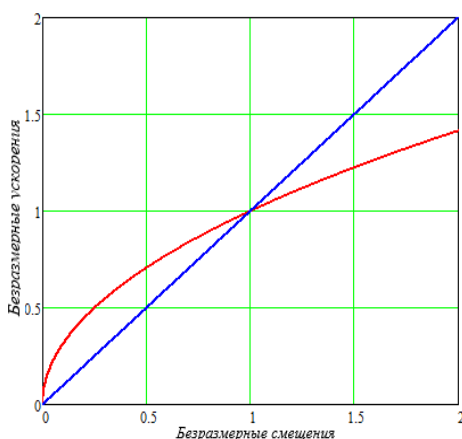


Рисунок 11 – Зависимость ускорений от смещений в безразмерных координатах
синяя траектория – линейно возрастающая жесткость
красная траектория – нелинейно деградирующая жесткость

Figure 11 – Dependence of accelerations on displacements in dimensionless coordinates
blue trajectory – linearly increasing stiffness
red trajectory – non-linearly degrading stiffness

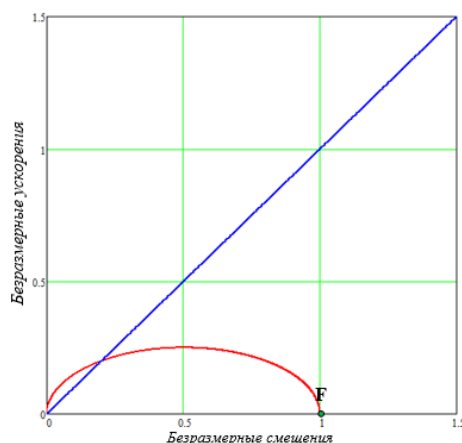


Рисунок 12 – Зависимость ускорений от смещений в безразмерных координатах
синяя траектория – линейно возрастающая жесткость
красная траектория – нелинейно деградирующая жесткость

Figure 12 – Dependence of accelerations on displacements in dimensionless coordinates
blue trajectory – linearly increasing stiffness
red trajectory – non-linearly degrading stiffness

Выводы

1. Для сейсмоизолированных систем с нелинейной характеристикой жесткости существует аналитическое описание траектории движения на фазовой плоскости, что позволяет решать задачи о выборе приемлемых смещений и ускорений системы.
2. Наличие возрастающей жесткости позволяет снизить максимальные смещения системы, однако на фазовой плоскости появляются участки с большим возрастанием ускорений.
3. Чем сильнее меняется характеристика жесткости в системах с возрастающей жесткостью, тем интенсивнее происходит рост ускорений. Меняя характеристику роста жесткости можно пытаться добиться необходимых ограничений при допустимых ускорениях сооружения.
4. Наличие деградирующей жесткости позволяет снизить максимальные ускорения системы, однако при этом возможно падение жесткости до 0, что в свою очередь ведет к падению системы с сейсмоизолирующих опор.

Список литературы

1. Карцивадзе Г.Н. Сейсмостойкость дорожных искусственных сооружений. М.: Транспорт, 1974. 260 с.
2. Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» (18A00716). MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI. DECRETO 17 gennaio 2018. Supplemento ordinario alla «Gazzetta Ufficiale» n. 42 del 20 febbraio 2018 – Serie generale. N. 8. 372 p.
3. Кузнецова И.О. Уточнение динамических расчетных схем мостов с учетом фрикционного взаимодействия опор, пролетных строений и элементов специальной сейсмозащиты. Сейсмостойкое строительство. М.: ВНИИТПИ. 1997, вып. 4. С. 22–27
4. Кузнецова И.О. Основные проблемы оценки сейсмостойкости железнодорожных мостов. Сейсмостойкое строительство. М.: ВНИИТПИ. 2002, вып. 2. С. 3–6.

5. Уздин А.М., Кузнецова И.О. Сейсмостойкость мостов. Саарбрюкен (Германия), Palmarium, 2014, 450 с.
6. Авидон Г.Э., Давыдова Г.В., Доронин Ф.А., Карлина Е.А., Уздин А.М. Анализ работы сейсмоизолирующих фундаментов на опорных элементах с отрицательной жесткостью. *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2009. №3. С.15–21.

References

1. Kartsivadze G.N. Seismic resistance of road artificial structures. M.: Transport, 1974, 260 p.
2. Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" (18A00716). MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI. DECRETO 17 gennaio 2018. Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale" n. 42 del 20 febbraio 2018 – Serie generale. No. 8. 372 p.
3. Kuznetsova I.O. Refinement of dynamic calculation schemes of bridges, taking into account the frictional interaction of supports, spans and elements of special seismic protection. *Seismic construction*. M.: VNIINTPI. 1997, issue 4, pp. 22–27.
4. Kuznetsova I.O. The main problems of assessing the seismic resistance of railway bridges. *Seismic construction*. M.: VNIINTPI. 2002, issue 2, pp. 3–6.
5. Uzdin A.M., Kuznetsova I.O. Seismic resistance of bridges. Saarbrücken (Germany), Palmarium, 2014, 450 p.
6. Avidon G.E., Davydova G.V., Doronin F.A., Karlina E.A., Uzdin A.M. Analysis of the operation of seismic isolation foundations on supporting elements with negative stiffness. *Foundations, foundations and soil mechanics*. 2009, no. 3, pp.15–21.

Данные об авторах/Information about authors

Уздин Александр Михайлович, доктор технических наук, профессор кафедры «Механика и прочность материалов и конструкций» ФГБОУ ВО «Петербургский государственный университет путей сообщения им. Александра I».

Санкт-Петербург, Российская Федерация
uzdin@mail.ru, +79217883364

Uzdin Alexander M., doctor of technical sciences, Professor, Department "Mechanics and Strength of Materials and Structures", Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University.

Saint Petersburg, Russian Federation
uzdin@mail.ru, +79217883364

Мозжухин А.С., инженер-проектировщик 3 категории, акционерное общество «Атомэнергoproekt». Санкт-Петербург, Российская Федерация

lekhamoz@mail.ru, +79990371396

Mozzhukhin A.S., category 3 design engineer, JSC "Atomenergoproekt". Saint Petersburg, Russian Federation

lekhamoz@mail.ru, +79990371396

Сорокина Галина Вячеславовна, кандидат технических наук, доцент ФГБОУ ВО «Петербургский государственный университет путей сообщения им. Александра I».

Санкт-Петербург, Российская Федерация
oofy@yandex.ru, +79046482620

Sorokina Galina V., Candidate of technical sciences, Associate Professor, “Mechanics and Strength of Materials and Structures” Department, Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University.

Saint Petersburg, Russian Federation
oofy@yandex.ru, +79046482620

УДК 699.841

DOI [10.37153/2618-9283-2022-3-20-30](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-20-30)

Теоретические и экспериментальные исследования

Учет «грунтового» демпфера в методе модальной суперпозиции при динамическом расчете строительных конструкций АЭС

Коротков В.А.¹, Кузьминов А.В.², Родин П.А.³

^{1,2,3} ФБУ «Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности».
Москва, Российская Федерация

Аннотация: В статье представлен неклассический метод модальной суперпозиции для расчета строительных конструкций АЭС с учетом пружин и демпферов, моделирующих грунт. Дано описание метода, позволяющего достоверно учитывать «грунтовой» демпфер, что позволяет существенно уточнить результаты динамического анализа. Метод прошел аттестацию в Ростехнадзоре и может быть рекомендован для применения в динамических расчетах различных зданий с учетом грунтового основания.

Ключевые слова: классический и неклассический методы модальной суперпозиции, эффекты взаимодействия сооружения с грунтовым основанием, «грунтовой» демпфер, спроектированная на базисе собственных векторов матрица демпфирования, SIM-архитектура, модальное композитное затухание

Для цитирования: Коротков В.А., Кузьминов А.В., Родин П.А. Учет «грунтового» демпфера в методе модальной суперпозиции при динамическом расчете строительных конструкций АЭС // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2022. №3. С. 20–30

DOI [10.37153/2618-9283-2022-3-20-30](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-20-30)

Theoretical and experimental studies

Consideration of the "soil" damper in the modal superposition method during dynamic analysis of NPP civil structures

Korotkov V.A.¹, Kuzminov A.V.², Rodin P.A.³

^{1,2,3} Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety.
Moscow, Russian Federation

Abstract: This article presents a non-classical method of modal superposition for analysis of NPP building structures, taking into account springs and dampers that simulate soil. A description is given of a method that makes it possible to reliably take into account the "ground" damper, which makes it possible to significantly refine the results of dynamic analysis. The method has been certified by Rostekhnadzor and can be recommended for use in dynamic analysis of various buildings, with soil base.

@ В.А. Коротков, А.В. Кузьминов, П.А. Родин, 2022

Keywords: classical and non-classical modal methods, soil structure interaction effects, "soil" dashpot, projected on the eigenvector basis damping matrix, SIM-architecture, modal composite damping

For citation: Korotkov V.A., Kuzminov A.V., Rodin P.A. Consideration of the "soil" damper in the modal superposition method during dynamic analysis of NPP civil structures. [*Earthquake engineering. Constructions safety.*] 2022, no.3, pp. 20–30

DOI [10.37153/2618-9283-2022-3-20-30](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-20-30)

Одним из приемлемых методов динамического расчета строительных конструкций АЭС является метод модальной суперпозиции [1]. Этот метод имеет хорошую апробацию; он применяется в различных научно-технических областях, в том числе и в области расчетов строительных конструкций АЭС. В таких расчетах необходимо учитывать эффекты взаимодействия сооружения с грунтовым основанием, что возможно за счет применения «грунтовых» пружин и демпферов [2]. Однако, классический метод модальной суперпозиции не позволяет достоверно учитывать демпферы, моделирующие отток энергии в грунт при колебаниях сооружения (не позволяет достоверно учитывать волновое затухание), так как для реализации такого метода предполагается, что спроектированная на базисе собственных векторов матрица демпфирования имеет диагональный вид. В тоже время легко проверить, что при наличии хотя бы одного ненулевого элемента (демпфера) в глобальной матрице демпфирования, проекция этой матрицы на базисе собственных векторов будет полностью заполненной, и это приводит к существенному влиянию внедиагональных элементов матрицы демпфирования на динамический отклик системы. В связи с этим, по предложению автора статьи к.т.н. В.А. Короткова, в ПО ABAQUS был разработан подход, позволяющий достоверно учитывать «грунтовой» демпфер в методе модальной суперпозиции [3].

В настоящей работе приводятся теоретические соотношения и результаты верификации метода неклассической модальной суперпозиции, реализованного в SIM-архитектуре ПО ABAQUS.

Рассмотрим теоретические соотношения метода. Система уравнений движения сооружения с грунтом имеет вид:

$$[K]U + [C]\dot{U} + [M]\ddot{U} = -[M]\ddot{U}_0, \quad (1)$$

где

$[K]$ – матрица жёсткости;

$[C]$ – матрица демпфирования;

$[M]$ – матрица массы;

U, \dot{U}, \ddot{U} – векторы относительных перемещений, скоростей и ускорений;

\ddot{U}_0 – исходная акселерограмма.

Полные ускорения определяются как:

$$\ddot{U}_i = \ddot{U} + \ddot{U}_0, \quad (2)$$

Решение системы (1) определяется следующим образом:

$$U = \sum_{\beta=1}^L \Phi_{\beta} q_{\beta}, \quad (3)$$

где

L – число учитываемых форм колебаний;

β – номер текущей формы;

Φ_{β} – форма колебаний;

q_{β} – обобщенная координата.

Подставляя (3) в (1), умножая затем левую и правую части уравнений слева на Φ_{β}^T , получим следующую систему несвязанных уравнений для неконсервативного осциллятора:

$$\ddot{q}_{\beta} + 2 \xi_{\beta} \omega_{\beta} \dot{q}_{\beta} + \omega_{\beta}^2 q_{\beta} = (f_t)_{\beta}, \quad (4)$$

где

$(f_t)_{\beta}$ – обобщенная сила.

В (4) учтены следующие условия ортогональности:

$$\Phi_{\alpha}^T K \Phi_{\beta} = \begin{cases} 0, & \alpha \neq \beta \\ \omega_{\beta}^2, & \alpha = \beta \end{cases}, \quad (5)$$

$$\Phi_{\alpha}^T M \Phi_{\beta} = \begin{cases} 0, & \alpha \neq \beta \\ 1, & \alpha = \beta \end{cases}, \quad (6)$$

$$\Phi_{\alpha}^T C \Phi_{\beta} = \begin{cases} 0, & \alpha \neq \beta \\ 2 \xi_{\beta} \omega_{\beta}^2, & \alpha = \beta \end{cases}, \quad (7)$$

где α и β – текущие индексы, которые меняются от 1 до L , ω_{β} – частота собственных колебаний недемпфированной моды β , а ξ_{β} – величина модального композитного затухания. Существует строгое математическое доказательство условий ортогональности для (5) и (6), а для (7) – при разработке классического метода модальной суперпозиции, как уже отмечалось во введении, делается предположение. В противном случае (неклассический метод модальной суперпозиции) спроектированная система уравнений (1) примет вид:

$$\ddot{q}_{\beta} + C_{\beta\alpha} \dot{q}_{\alpha} + \omega_{\beta}^2 q_{\beta} = (f_t)_{\beta}, \quad (8)$$

В (8) матрица $[C_{\beta\alpha}]$ является полностью заполненной, поэтому система уравнений (8) является связанной. Очевидно, что система несвязанных уравнений (4) – это частный случай системы (8). Для решения системы (8) матрица $[C_{\beta\alpha}]$ представляется в виде суперпозиции диагональной и внедиагональной составляющих:

$$C_{\beta\alpha} = C_{diag} + C_{off}, \quad (9)$$

Матрица $[C_{off}]$ представляет внедиагональные члены матрицы волнового затухания, которые не учитываются в классическом методе модальной суперпозиции. Эта матрица переносится в правую часть системы (8) в виде дополнительной нагрузки, и решение производится специальным методом, разработанным в ПО ABAQUS.

Модальные характеристики системы (частоты и формы собственных колебаний, эффективная масса) находятся из предварительно проведенного модального анализа, где для каждого тона колебаний также определяется значение модального композитного затухания по формуле:

$$\beta = \frac{\Phi_{\beta}^T [\tilde{K}] \Phi_{\beta}}{\Phi_{\beta}^T [K] \Phi_{\beta}}, \quad (10)$$

В формуле (10) $[\tilde{K}]$ – модифицированная матрица жёсткости, при формировании которой матрица жёсткости каждого элемента умножается на величину $\xi_{эл}$, т. е. на коэффициент диссипации энергии в этом элементе. Формула (10) имеет важное значение в модальном анализе. Она позволяет определить модальное композитное затухание в системах, разные части которых имеют различное демпфирование в материалах. Данная формула имеет границы применимости. Если величина ξ_{β} превышает 20% хотя бы для одного тона колебаний, то метод неприменим без дополнительного обоснования. Таким образом классический метод модальной суперпозиции сталкивается с определенными проблемами при проведении расчетов сильно задемпфированных систем.

Неклассический метод модальной суперпозиции свободен от подобных ограничений ввиду того, что «грунтовый» демпфер (источник высоких значений затухания) учитывается отдельно от затуханий в материалах и не входит в формулу (10).

Верификация метода проводилась на реалистическом тесте. Рассматривалась установленная на грунте трехуровневая конструкция (этажерка), состоящая из абсолютно жесткой фундаментной плиты, на которую опираются шесть колонн. Колонны служат опорами перекрытий на отметках 5, 10 и 15 м. Расчетная модель этажерки с указанием точек вывода ускорений показана на рисунке 1.

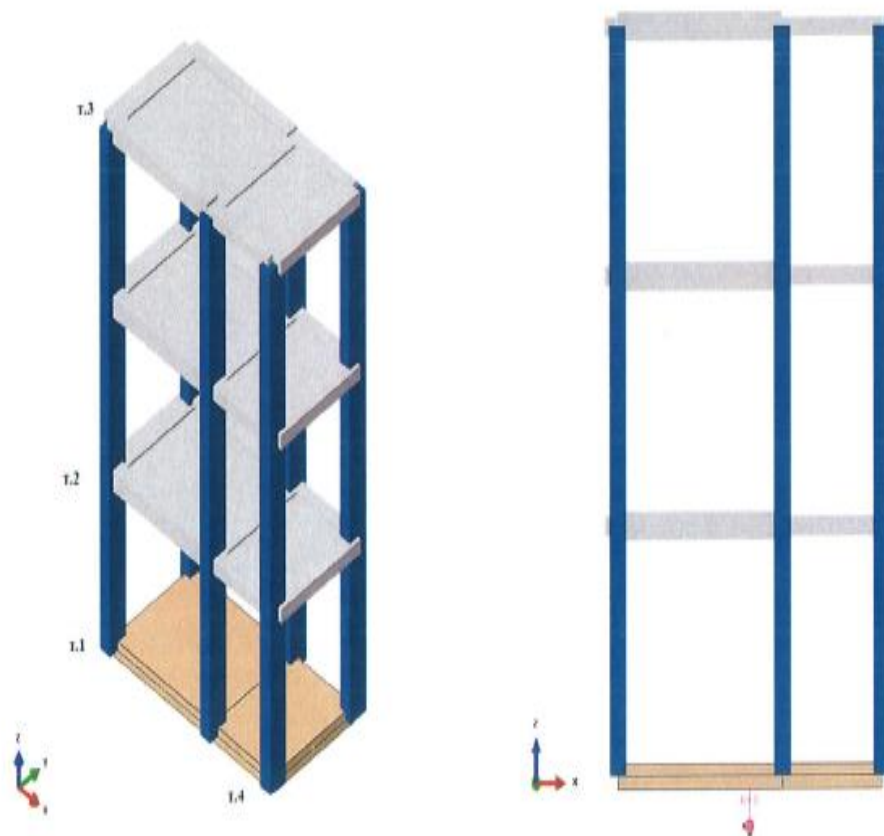


Рисунок 1 – Общий вид модели

Figure 1 – General view of the model

Характеристики бетона: плотность – 2500 кг/м³, модуль Юнга – 3,1·10¹⁰ Па, масса модели 262,3 т, демпфирование в материалах системы 4% от критического значения.

Характеристики грунта: плотность – 2000 кг/м³, скорость поперечных волн – 350 м/с, коэффициент Пуассона – 0,47. Грунт моделировался шестью пружинами и шестью демпферами с эквивалентными жесткостями и затуханиями из ASCE 4-16 [2], присоединенных в геометрическом центре фундаментной плиты толщиной 0,5 м и размерами L=8 м, В=4 м. В таблице 1 представлены эквивалентные жесткости и затухания для такой плиты.

Таблица 1 – Эквивалентные жесткости и затухания для фундаментной плиты

Table 1 – Equivalent stiffness and damping for foundation plate

Эквивалентная жесткость	Эквивалентное затухание	Относительное затухание
$K_x=3,9 \cdot 10^6$ кН/м	$C_x=2,0 \cdot 10^4$ кН·с/м	30%
$K_y=4,5 \cdot 10^6$ кН/м	$C_y=2,4 \cdot 10^4$ кН·с/м	33%
$K_z=5,8 \cdot 10^6$ кН/м	$C_z=4,5 \cdot 10^4$ кН·с/м	54%
$K_{\phi x}=2,6 \cdot 10^7$ кН·м	$C_{\phi x}=3,2 \cdot 10^3$ кН·с·м	0,2%
$K_{\phi y}=7,0 \cdot 10^7$ кН·м	$C_{\phi y}=5,3 \cdot 10^4$ кН·с·м	2%
$K_{\phi z}=5,2 \cdot 10^7$ кН·м	$C_{\phi z}=5,3 \cdot 10^4$ кН·с·м	6,7%

Как видно из таблицы 1, происходит существенный отток энергии в грунт при колебаниях этажерки, особенно высокое затухание происходит при колебаниях в вертикальном направлении (54%).

Исходное сейсмическое воздействие, представляющее собой трехкомпонентную акселерограмму интенсивности 0,12g по шкале MSK-64 представлено на рисунке 2.

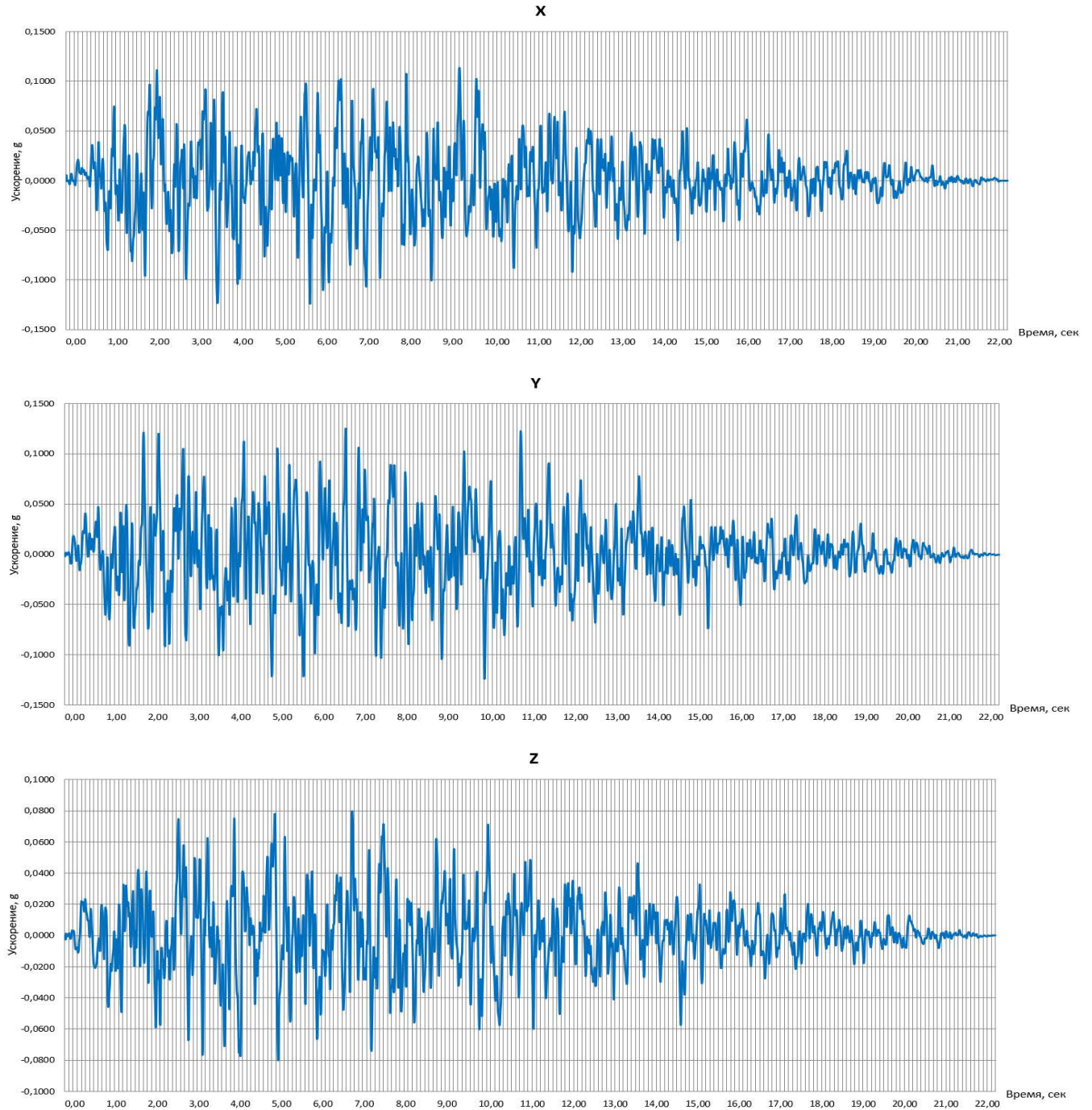


Рисунок 2 – Исходная трехкомпонентная акселерограмма

Figure 2 – Initial three-component accelerogram

На первом шаге анализа проводился расчет модальных характеристик, которые для наиболее значимых тонов колебаний приведены в Таблице 2.

Таблица 2 – Модальные характеристики этажерки

Table 2 – Modal characteristics of frame

№ тона	Частота, рад/сек	Частота, Гц	Эффективная масса, по X, т	Эффективная масса, по Y, т	Эффективная масса, по Z, т	Модальное композитное затухание
1	14,67	2,33	183,16			4,1%
2	15,52	2,47		174,73		3,4%
3	22,28	3,54		0,57		4,0%
4	47,97	7,63	24,69			4,3%
5	61,047	9,71		30,6		4,7%
6	74,03	11,78				4,1%
7	81,90	13,03	6,35			4,2%
8	116,92	18,60		9,25		4,6%
9	117,77	18,74			241,39	20,0% (33%)
10	138,34	22,01				4,1%
11	150,39	23,93			3,00	3,5%
12	179,90	28,63		1,12		2,8%
13	191,90	30,40			1,28	4,4%
14	208,87	33,24			2,59	5,0%
15	247,46	39,38			5,12	6,7%
17	254,37	40,48	6,04			6,6%
18	266,93	42,48	35,03			20,0% (21%)
19	277,01	44,08				4,0%
20	282,81	45,01	1,41			4,9%
22	295,24	46,98		42,67		20,0% (28%)
70	618,72	98,473			0,17	4,5%

Из представленной таблицы видно, что первый тон собственных колебаний является доминирующим по оси X (эффективная масса составляет 70% от общей массы этажерки).

Второй тон является доминирующим по оси Y (эффективная масса составляет 66%), а девятый тон является доминирующим по оси Z (эффективная масса составляет 92%).

Всего в модальном анализе участвует 70 тонов собственных колебаний со значениями частот до 100 Гц, которые обеспечивают суммарную эффективную массу более 95% от общей массы этажерки в каждом направлении. Демпфирование в материале составляет $\xi=0,04$. Демпфирование в «грунтовых» пружинах соответствует таблице 1, а модальное композитное демпфирование, определяемое по формуле (10), соответствует таблице 2. Как видно из таблицы 2, для 9, 18 и 22 тонов колебаний модальное композитное демпфирование превосходит 20%, и поэтому оно было ограничено.

Далее проводился сравнительный анализ расчетов максимальных ускорений в характерных точках этажерки, (т.1, т.2, т.3, т.4), показанных на рисунке 1. Расчеты проводились методом прямого интегрирования (эталонное решение) и методом модальной суперпозиции. В расчетах методом прямого интегрирования и неклассическим методом модальной суперпозиции использовалось демпфирование по Релею:

$$[C]=\alpha[M]+\beta[K],$$

где $\alpha=2\xi\omega_1\omega_2/(\omega_1+\omega_2)=2\cdot 0,04\cdot 14,674\cdot 618,72/(14,674+618,72)=1,144$.

$\beta=2\xi/(\omega_1+\omega_2)=2\cdot 0,04/(14,674+618,72)=0,000126$.

В расчетах классическим методом модальной суперпозиции применялось модальное композитное затухание из таблицы 2. Результаты расчета максимальных ускорений приведены в таблице 3.

Таблица 3 – Сравнение максимальных ускорений в характерных точках

Table 3 – Comparison of maximum accelerations at characteristic points

№ точки	Классический метод модальной суперпозиции	Неклассический метод модальной суперпозиции, (SIM– архитектура)	Метод прямого интегрирования	Погрешность SIM- архитектуры (%)	Погрешность классического модального метода (%)
т.1	$a_x=+0,1133$ $a_x=-0,1265$ $a_y=+0,1269$ $a_y=-0,1250$ $a_z=+0,1010$ $a_z=-0,0920$	$a_x=+0,1111$ $a_x=-0,1259$ $a_y=+0,1261$ $a_y=-0,1259$ $a_z=+0,0992$ $a_z=-0,0906$	$a_x=+0,1111$ $a_x=-0,1256$ $a_y=+0,1261$ $a_y=-0,1258$ $a_z=+0,1006$ $a_z=-0,0891$	0,0 0,2 0,1 0,0 1,3 1,6	1,9 0,7 0,6 0,6 0,5 3,2
т.2	$a_x=+0,2284$ $a_x=-0,2056$ $a_y=+0,2768$ $a_y=-0,2794$ $a_z=+0,1097$ $a_z=-0,0988$	$a_x=+0,3117$ $a_x=-0,3044$ $a_y=+0,4304$ $a_y=-0,3419$ $a_z=+0,1083$ $a_z=-0,0982$	$a_x=+0,3141$ $a_x=-0,3044$ $a_y=+0,4296$ $a_y=-0,3437$ $a_z=+0,1097$ $a_z=-0,0978$	0,7 0,0 0,1 0,5 1,2 0,3	27,2 32,4 35,5 18,7 0,0 1,0
т.3	$a_x=+0,4756$ $a_x=-0,4495$ $a_y=+0,5802$ $a_y=-0,5706$ $a_z=+0,1200$ $a_z=-0,1067$	$a_x=+0,5138$ $a_x=-0,4869$ $a_y=+0,7078$ $a_y=-0,6039$ $a_z=+0,1204$ $a_z=-0,1108$	$a_x=+0,5079$ $a_x=-0,4885$ $a_y=+0,7161$ $a_y=-0,6119$ $a_z=+0,1217$ $a_z=-0,1121$	1,1 0,3 1,1 1,3 1,0 1,1	6,3 7,9 18,9 6,7 1,3 4,8
т.4	$a_x=+0,1133$ $a_x=-0,1265$ $a_y=+0,1272$ $a_y=-0,1257$ $a_z=+0,0931$ $a_z=-0,1001$	$a_x=+0,1111$ $a_x=-0,1259$ $a_y=+0,1255$ $a_y=-0,1278$ $a_z=+0,0892$ $a_z=-0,09552$	$a_x=+0,1111$ $a_x=-0,1256$ $a_y=+0,1252$ $a_y=-0,1278$ $a_z=+0,0901$ $a_z=-0,0942$	0,0 0,2 0,2 0,0 0,9 1,5	1,9 0,7 1,5 1,6 0,3 6,1

Как видно из таблицы 3, расчеты неклассическим модальным методом хорошо согласуются с расчетами методом прямого интегрирования (погрешность по ускорениям составляет 1,6%). Результаты, полученные классическим модальным методом, имеют существенную погрешность – 35%, причем результаты носят неконсервативный характер.

Причина существенной погрешности состоит в неучете внедиагональных членов матрицы демпфирования в классическом модальном методе, и в существенном отличии демпфирования по Релею и модального композитного демпфирования.

Для усиления эффекта внедиагональных членов матрицы демпфирования были изменены качательные жесткости и демпфирования грунта следующим образом:

$K_{\phi x}=5,2 \cdot 10^6$ кН·м, $K_{\phi y}=1,4 \cdot 10^7$ кН·м, $C_{\phi x}=3,2 \cdot 10^5$ кН·с·м, $C_{\phi y}=5,3 \cdot 10^5$ кН·с·м. Кроме того, демпфирование в бетоне принималось 4%, а гистерезисное демпфирование в «грунтовых» пружинах – 2%. Результаты расчета по SIM-архитектуре сравнивались с расчетами по программе NX NASTRAN*(см. таблицу 4).

Таблица 4 – Сравнение максимальных ускорений в характерных точках

Table 4 – Comparison of maximum accelerations at characteristic points

№ точки	Неклассический метод модальной суперпозиции, (SIM– архитектура)	NX NASTRAN VERSION – 11.02 2017	Погрешность SIM-архитектуры (%)
т.1	$a_x=-0,1261$ $a_x=+0,1131$ $a_y=-0,1244$ $a_y=+0,1257$ $a_z=-0,0923$ $a_z=+0,0896$	$a_x=-0,1271$ $a_x=+0,1133$ $a_y=-0,1244$ $a_y=+0,1255$ $a_z=-0,0915$ $a_z=+0,0902$	0,8 0,2 0,0 0,1 0,9 0,6
т.2	$a_x=-0,1885$ $a_x=+0,2011$ $a_y=-0,1985$ $a_y=+0,1872$ $a_z=-0,0983$ $a_z=+0,0944$	$a_x=-0,1874$ $a_x=+0,1996$ $a_y=-0,2001$ $a_y=+0,1889$ $a_z=-0,0982$ $a_z=+0,0950$	0,6 0,8 0,8 0,9 0,1 0,7
т.3	$a_x=-0,3556$ $a_x=+0,3148$ $a_y=-0,2847$ $a_y=+0,2310$ $a_z=-0,1097$ $a_z=+0,1020$	$a_x=-0,3541$ $a_x=+0,3120$ $a_y=-0,2880$ $a_y=+0,2312$ $a_z=-0,1095$ $a_z=+0,1029$	0,4 0,9 1,2 0,1 0,1 0,9
т.4	$a_x=-0,1261$ $a_x=+0,1131$ $a_y=-0,1254$ $a_y=+0,1262$ $a_z=-0,1027$ $a_z=+0,1089$	$a_x=-0,1271$ $a_x=+0,1133$ $a_y=-0,1254$ $a_y=+0,1260$ $a_z=-0,1017$ $a_z=+0,1083$	0,8 0,2 0,0 0,2 1,0 0,5

*Расчеты по программе NASTRAN были представлены Dr.-Ing. Кульцепом А.В. из ЦКТИ ВИБРОСЕЙСМ.

Сравнительный анализ двух альтернативных методов, реализованных в различных программах, обеспечил точность расчетов 1,2 %.

С теоретической точки зрения неклассический метод модальной суперпозиции обеспечивает более реалистичные результаты, чем классический метод модальной суперпозиции, так как позволяет достоверно учитывать «грунтовой» демпфер. Также этот метод более реалистичен, чем метод прямого интегрирования, так как модальное композитное затухание, реализованное в нём, соответствует нормативным значениям, а демпфирование по Релею в методе прямого интегрирования обеспечивает слишком консервативные результаты из-за «провала» величин демпфирования на рабочих частотах.

В заключение отметим, что неклассический метод модальной суперпозиции, реализованный в SIM – архитектуре ПО ABAQUS, прошел аттестацию в регулирующих органах Ростехнадзора и может быть рекомендован для проведения динамических расчетов строительных конструкций АЭС взамен классического метода модальной суперпозиции.

Список литературы

1. МР 1.5.2.05.999.0025-2011. Расчет и проектирование сейсмостойких атомных станций.
2. ASCE 4-16. Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures, 2017.
3. Korotkov V.A., Ilyin K.A. Application of «Soil» Dashpots in Modal Method Analysis of Civil Structures of Nuclear Power Plants. 2011 SIMULIA Customer Conference, Barselona, Spain.

References

1. МР 1.5.2.05.999.0025-2011. Seismic analysis and design of NPPs.
2. ASCE 4-16. Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures, 2017.
3. Korotkov V.A., Ilyin K.A. Application of "Soil" Dashpots in Modal Method Analysis of Civil Structures of Nuclear Power Plants. 2011 SIMULIA Customer Conference, Barselona, Spain.

Данные об авторах / Informations about authors

Коротков Владимир Анатольевич, к.т.н., ведущий научный сотрудник отдела надежности строительных конструкций, ФБУ «Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности». Москва, Российская Федерация

Vladimir A. Korotkov, Ph. D., leading scientific expert, department of constructions reliability «Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety». Moscow, Russian Federation

Кузьминов Александр Владимирович, старший научный сотрудник отдела надежности строительных конструкций, ФБУ «Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности». Москва, Российская Федерация

Alexander V. Kuzminov, senior scientific expert, department of constructions reliability «Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety». Moscow, Russian Federation

Родин Павел Александрович, младший научный сотрудник отдела надежности строительных конструкций, ФБУ «Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности». Москва, Российская Федерация

Pavel A. Rodin, junior scientific expert, department of constructions reliability "Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety". Moscow, Russian Federation

УДК 699.841

DOI [10.37153/2618-9283-2022-3-31-39](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-31-39)

Теоретические и экспериментальные исследования

Повышение сейсмостойкости зданий за счет спирального армирования изгибаемых железобетонных конструкций

Тонких Г.П.¹, Аверин И.А.²

¹ ФБГОУ ВО НИУ МГСУ, ФГБУ ВНИИ ГОЧС

Москва, Российская Федерация

² ФБГОУ ВО НИУ МГСУ

Москва, Российская Федерация

Аннотация: В статье приводятся результаты анализа проведенных ранее исследований напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных конструкций с армированием сжатой зоны спиралью с шагом витков 30, 50, 75, 100 и 150 мм. Кроме этого, приводятся данные по численным исследованиям изгибаемых балок со стержневой и спиральной арматурой сжатой зоны с использованием метода конечных элементов в программном комплексе Ansys Mechanical. Полученные результаты за счет работы бетона в спиральях в сложном напряженном состоянии позволяют существенно повысить сейсмостойкость зданий, а также несущую способность монолитных и сборных железобетонных конструкций при действии высокоинтенсивных динамических нагрузок.

Ключевые слова: спиральное армирование, сжатая зона, железобетонные балки, трёхосное сжатие, изгибаемые конструкции

Для цитирования: Тонких Г.П., Аверин И.А. Повышение сейсмостойкости зданий за счет спирального армирования изгибаемых железобетонных конструкций // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2022.№3. С. 31–39
DOI: [10.37153/2618-9283-2022-3-31-39](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-31-39)

Theoretical and experimental studies

Increase of seismic resistance of buildings due to spiral reinforcement of bent reinforced concrete structures

Tonkikh G.P.¹, Averin I.A.²

¹ Moscow State University of Civil Engineering, Civil Defense National Research Institute.
Moscow, Russian Federation

² Moscow State University of Civil Engineering
Moscow, Russian Federation

Abstract: This article presents the results of the analysis of previously conducted studies of the stress-strain state of bent reinforced concrete structures with reinforcement of the compressed zone with spirals with a pitch of turns of 30, 50, 75, 100 and 150 mm. In addition, data on numerical studies of bent beams with rod and spiral reinforcement of the compressed zone using

@ Г.П. Тонких, И.А. Аверин, 2022

the finite element method in the Ansys Mechanical software package are presented. The obtained results due to the work of concrete in spirals in a complex stressed state can significantly increase the seismic resistance of buildings, as well as the bearing capacity of monolithic and precast reinforced concrete structures under the action of high-intensity dynamic loads.

Keywords: spiral reinforcement, compressed zone, reinforced concrete beams, triaxial compression, bendable structures

For citation: Tonkikh G.P., Averin I.A. Increase of seismic resistance of buildings due to spiral reinforcement of bent reinforced concrete structures. [*Earthquake engineering. Constructions Safety.*] 2022, no.2, pp. 31–39

DOI: [10.37153/2618-9283-2022-3-31-39](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-31-39)

В практике современного строительства большинство конструкций работает в условиях сложных напряженных состояний, что обуславливает необходимость производить расчет таких конструкций с использованием адекватных моделей деформирования материала. Как известно, бетон является физически неупругим материалом, что требует для объективной оценки напряженно-деформируемого состояния железобетонных конструкций, армированных косвенной арматурой, при которой в полной мере реализуется работа бетона сжатой зоны в условиях сложного напряженного состояния, использования физических соотношений, отражающих упруго-пластический характер деформирования бетона. К настоящему времени разработано достаточно большое количество моделей деформирования, описывающих поведение бетона в условиях неодносного напряженного состояния [2,3].

Наиболее распространенная формула прочности бетона при трехосном сжатии:

$$\sigma_3 = -R_b + \beta_n \sigma_1,$$

где R_b – прочность бетона при одноосном сжатии;

β_n – константа материала (по предложению А.А. Гвоздева $\beta_n = 5$ [1])

σ_3, σ_1 – соответственно, максимальное и минимальное по модулю напряжения сжатия; среднее по модулю напряжения сжатия σ_2 в условие не входит. Однако условие чаще всего относят к случаю, когда $\sigma_2 = \sigma_1$.

Одним из видов косвенного армирования сжатой зоны изгибаемых железобетонных конструкций является спиральное армирование. На данный момент практически отсутствуют экспериментальные исследования по оценке напряженно-деформированного состояния изгибаемых конструкций со спиральным армированием сжатой зоны. В данной работе проанализированы две таких экспериментальных работы.

Первая из них проводилась в «26 Центральном научно-исследовательском институте» Министерства обороны Российской Федерации [5, 6]. В данном эксперименте проводились опыты с исследованием изгибаемых шарнирных балок со спиральным армированием сжатой зоны спиралью с шагом витков 30 мм и сравнение их с балками стандартного армирования (рис. 1).

Целью исследований [5, 6] было получение экспериментально-теоретических данных о несущей способности изгибаемых железобетонных конструкций при трехосном сжатии бетонного ядра внутри спиралей. Стоит отметить, что количество арматуры в сжатой зоне балок со стержневой арматурой составило 14,94 кг, а со спиральным армированием с шагом витков спирали 30 мм – 7,85 кг, а с шагом 50 мм – 4.76 кг.

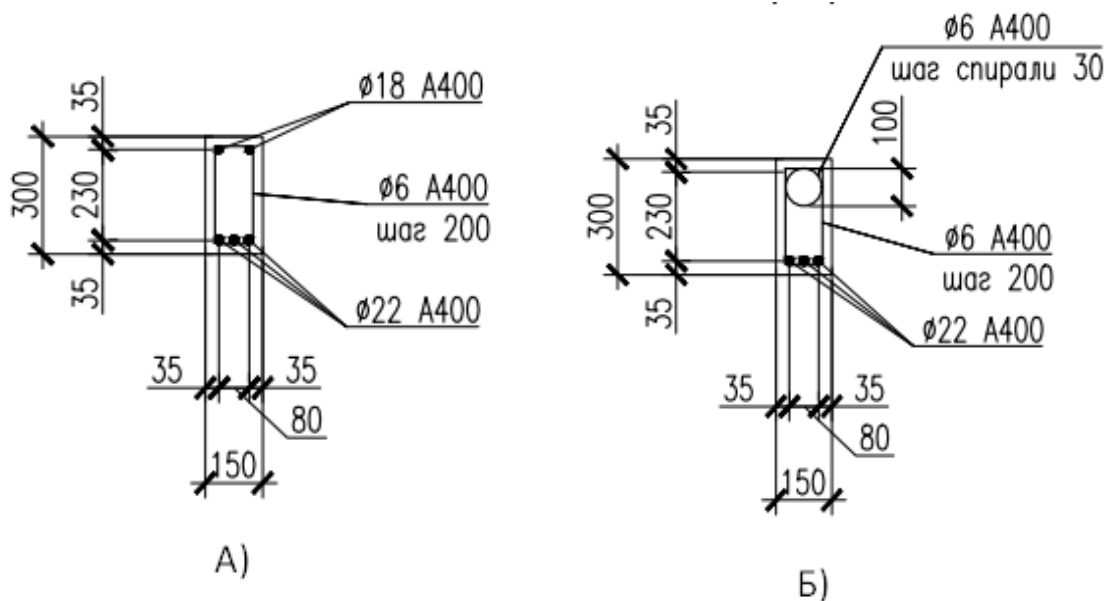


Рисунок 1 – Схема армирования испытываемых образцов.
А) – стержневое армирование Б) – спиральное армирование

Figure 1 – Scheme of reinforcement of test samples.
A) – bar reinforcement B) – spiral reinforcement

Нагружение балок в эксперименте происходило при помощи гидравлического домкрата «Станкоимпорт SD 0881» с максимальным усилием 50 тонн. Нагрузка передавалась через траверсу в третях пролета балки. Для измерения деформаций на концах и в середине пролета были установлены прогибомеры Аистова.

В ходе проведенного эксперимента было установлено, что несущая способность спирально-армированных балок в среднем на 25 % выше, чем со стержневой арматурой. Также в ходе данного эксперимента определена удельная энергоемкость балок со стержневым и спиральным армированием, которая составила соответственно 111,8 (кгс·м)/м и 1256,5 (кгс·м)/м. Таким образом, балка со спиральным армированием обладает энергоемкостью в 11,3 раза больше, чем со стандартным армированием. Кроме этого, из-за ограниченного хода домкрата, не удалось довести балки со спиральным армированием до полного обрушения. После снятия нагрузки балка возвращалась практически в первоначальное состояние, что повторялось не менее 3-х раз.

Во второй работе, выполненной в австралийском университете Вуллонгонга [7], также исследовались изгибаемые балки со спиральным армированием сжатой зоны. Целью исследования [7] было изучение влияния шага спирали на пластические свойства балок. В ходе проведения эксперимента использовался шаг витков спирали 30, 50, 75, 100 и 150 мм. Стоит отметить, что спираль в сжатой зоне устанавливалась только в середине пролета балок. На рис.2 видно, что при нагрузке бетон внутри спирали не разрушается, при этом прогиб балки значительно превышал прогиб эталонных балок со стержневым армированием.



Рисунок 2 – Общий вид образца со спиральным армированием после нагрузки

Figure 2 – General view of the sample with spiral reinforcement after loading

В ходе эксперимента было установлено, что балки с шагом спирали 30 и 50 мм разрушались пластично под нагрузкой, в то время как балки с шагом 75,100 и 150 мм разрушались практически так же, как и балки со стержневой арматурой. На графике (рис.3) показаны прогибы балок от нагрузки. Из графиков видно, что прогибы балок с шагом витков спирали 30 мм и 50 мм более чем в 7 раз превышают прогибы балок с шагом 150 мм и с традиционным армированием стержневой арматурой.

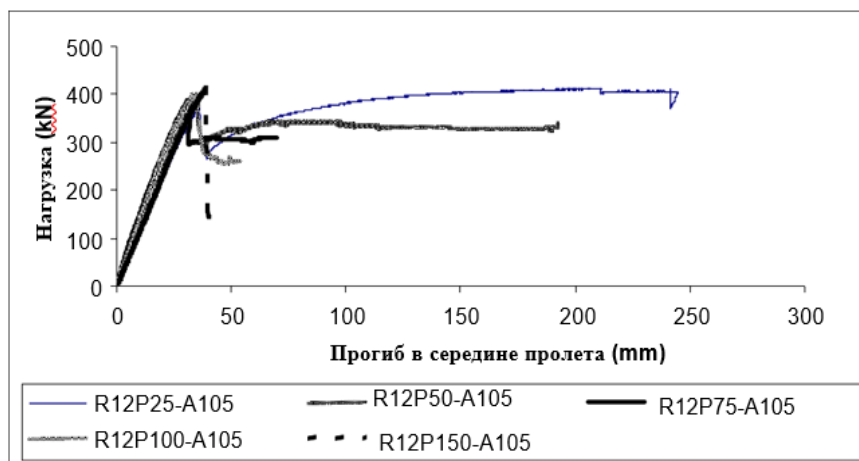


Рисунок 3 – Зависимость прогибов от нагрузки в ходе эксперимента [7]

Figure 3 – The dependence of deflections on the load during the experiment [7]

В рамках настоящей работы выполнено численное исследование изгибаемых балок со стержневой и спиральной арматурой сжатой зоны. Расчетный анализ выполнен методом конечных элементов в программном комплексе Ansys Mechanical. Моделирование балок производилось в программе для функционального трехмерного твердотельного моделирования – ANSYS Discovery Space Claim. Для бетона использовались объемные конечные элементы, арматура задавалась в виде стержневых элементов (рис. 4).

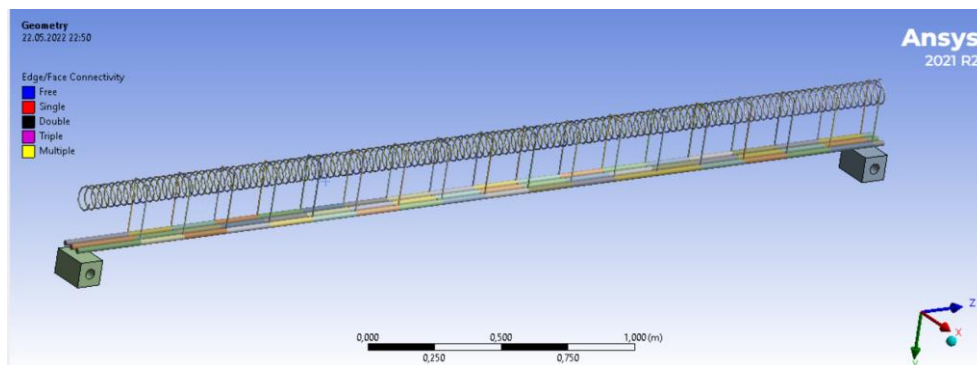


Рисунок 4 – Модель спирально-армированной балки

Figure 4 – Spiral-reinforced beam model

Поведение бетона в условиях трёхосного напряженно-деформированного состояния, которое формируется внутри спирали, зависит от главных напряжений и режима нагружения. Это связано с силовой ортотропией деформирования бетона из-за процесса направленного уплотнения и разуплотнения его структуры [3].

Численные исследования выполнены на основе физического эксперимента [5], но с расширением вариантов спирального армирования (с использованием методики [7]) с шагом витков спирали 30, 50, 75, 100 мм.

На рис. 5 представлены результаты расчетов прогибов балок от нагрузки. На графике видно, что балки БС-30 и БС-50 показывают наилучший результат по критерию деформативности, при котором прогибы практически в 4 раза превышают прогибы балок со стержневой арматурой и балок с шагом витков 75 и 100 мм. Кроме этого, несущая способность балок БС-30 и БС-50 на 25–30 % превышает несущую способность балок со стержневой арматурой и балок с шагом витков 75 и 100 мм, что полностью подтверждает результаты физических экспериментов.

Результаты численных исследований показывают, что за счет работы в условиях сложного напряженного состояния значительно повысились пластичность и деформативность образцов. У балок БС-75 и БС-100 характер разрушения схож с образцом БС-1, то есть происходит упруго-пластическое разрушение, что также совпадает с результатами экспериментальных исследований.

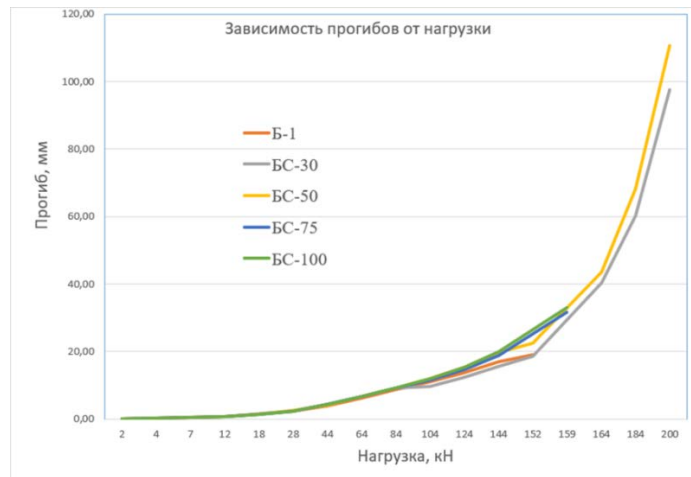


Рисунок 5 – Зависимость прогибов от нагрузки, полученных в Ansys Mechanical

Figure 5 – The dependence of deflections on the load obtained by Ansys Mechanical

В численных исследованиях зафиксировано сложное напряженное состояние бетона, ограниченного спиралью, характеризуемое наличием трех главных напряжений σ_1 , σ_2 , σ_3 . На рис. 6, 7, 8 показаны главные напряжения при нагрузках, близким к разрушающим.

Из полученных данных видно, что все три главных напряжения присутствуют в образцах БС-30 и БС-50 внутри спирали, увеличивая прочность и деформативность бетона. При этом существует явная корреляция напряжений в зависимости от шага спиралей, что согласуется с экспериментом [5] и [7].

По существу, установлено формирование напряженного состояния, определяемого стесненными условиями деформирования, которые обеспечиваются работой спирального армирования.

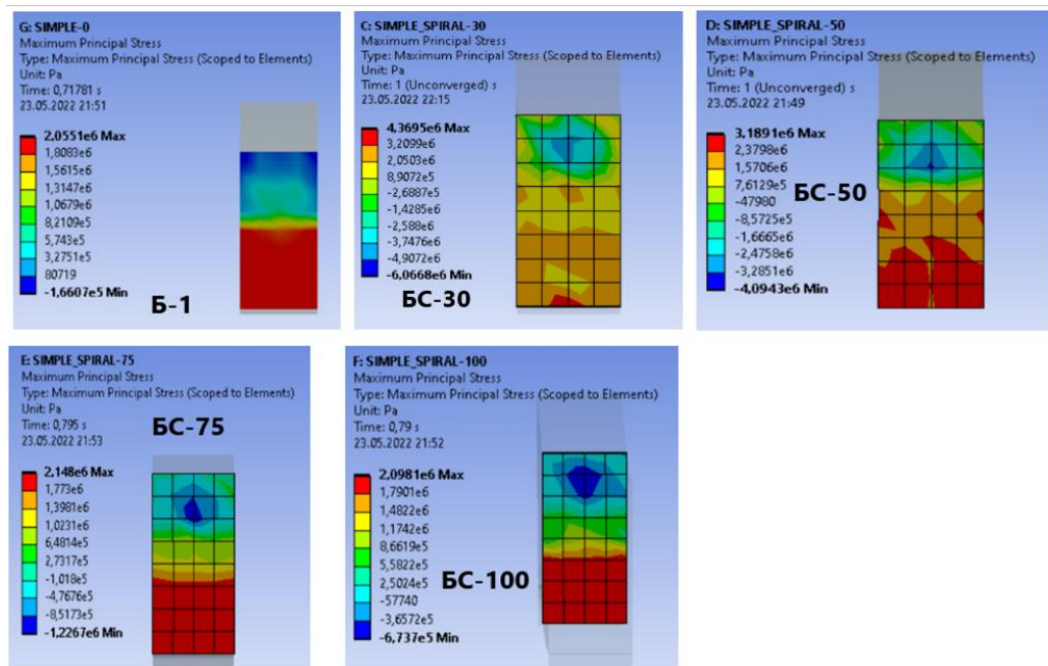


Рисунок 6 – Главное нормальное напряжение σ_1

Figure 6 – The main normal stress σ_1

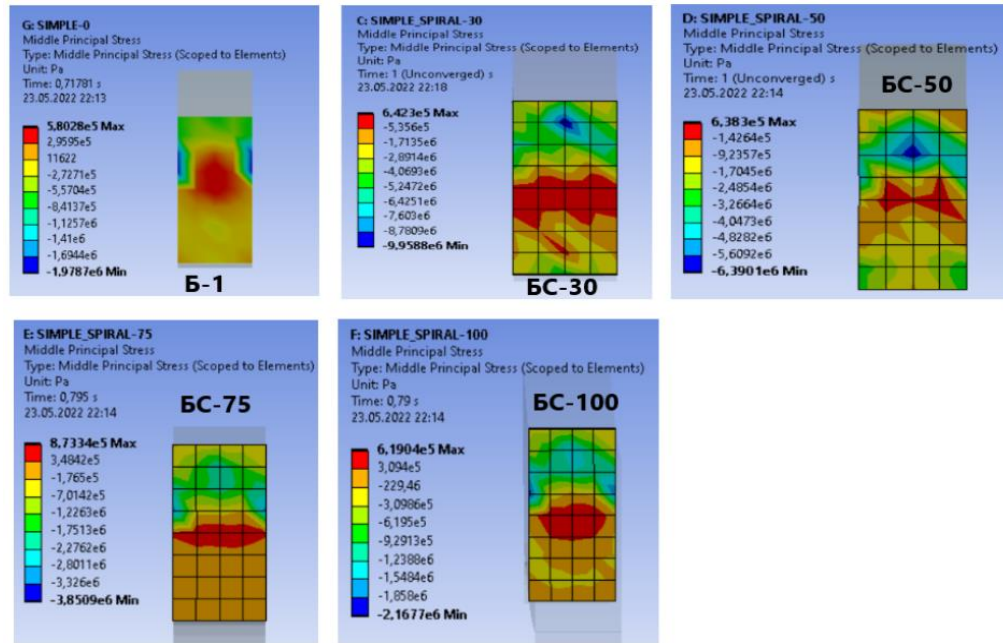


Рисунок 7 – Главное нормальное напряжение σ_2

Figure 7 – The main normal stress σ_2

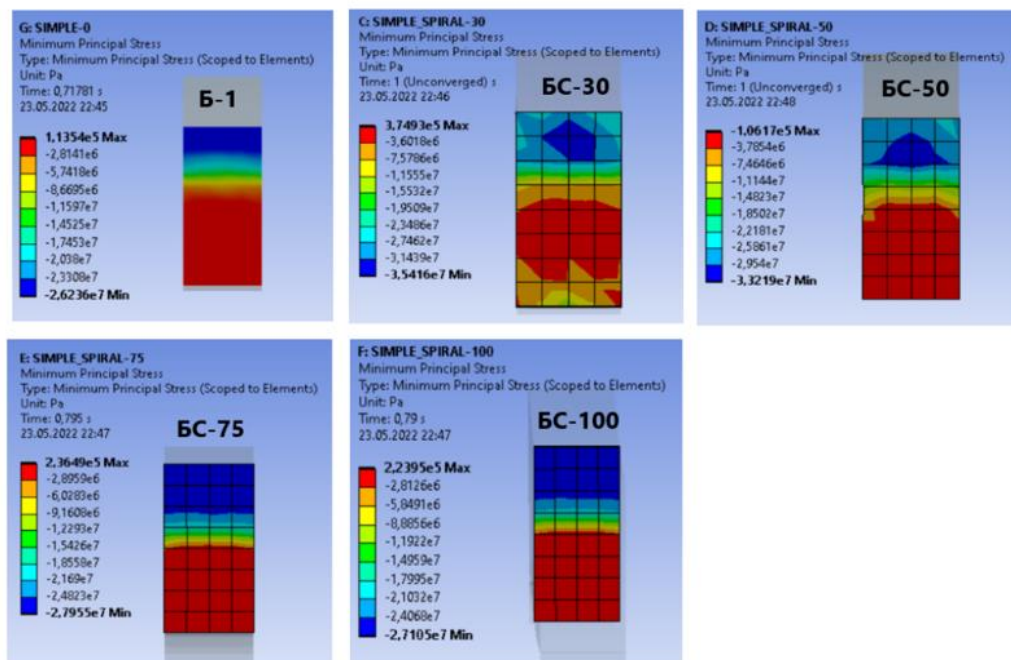


Рисунок 8 – Главное нормальное напряжение σ_3

Figure 8 – The main normal stress σ_3

Численные исследования демонстрируют существенное увеличение предельных разрушающих нагрузок, что соответствует результатам физических экспериментов. Некоторые различия наблюдаются в том, что нагрузка для элементов со спиральным

армированием возрастает линейно, отсутствуют скачки по нагрузкам, что наблюдается при отслоении бетона в экспериментальных исследованиях. Это происходит из-за того, что в модели не учтен процесс формирования и раскрытия трещин, и строить предположение об их наличии можно лишь по напряжениям.

Необходимо отметить, что разработанная модель не идеально представляет физический эксперимент, но позволяет получить концептуальное понимание о работе сжатого бетона, армируемого спиралью. В дальнейших исследованиях необходима доработка и усовершенствование компьютерного моделирования.

Выводы

1. Установка спиралей в сжатой зоне изгибаемых железобетонных элементов – эффективный метод повышения несущей способности, пластичности и энергоемкости железобетонных конструкций. При этом расход арматуры в сжатой зоне уменьшается в 2–3 раза в зависимости от шага витков спиралей.

2. По результатам исследований несущая способность железобетонных конструкций со спирально армированной сжатой зоной на 25% выше, чем со стержневой арматурой.

3. Наиболее эффективный шаг спиралей – 30 и 50 мм. С увеличением шага спирали снижается эффект от спирального армирования в виде повышения прочности бетона за счет сложного напряженного состояния внутри спирали. Балки с шагом спиралей 30 и 50 мм выдерживают нагрузку 200 кН, при разрушении других образцов (с шагом 75 – 100 мм) – 160 кН.

4. Энергоемкость балок с шагом витков спирали 30 мм и 50 мм составляет – 1256,5 (кгс·м)/м, что более чем в 11 раз превышает энергоемкость традиционно армированных балок и балок с шагом витков спиралей 75 мм и 100 мм.

5. Косвенное спиральное армирование сжатой зоны меняет характер разрушения балок, значительно увеличивая пластическую стадию деформирования. При этом на порядок возрастают предельные прогибы с сохранением высокой остаточной несущей способности.

6. Проведенный численный расчет изгибаемых балок со спиральным армированием сжатой зоны, проведенный в программном комплексе Ansys Mechanical, показал достаточно хорошую сходимость с результатами экспериментальных исследований. В дальнейших исследованиях необходима доработка и усовершенствование методики компьютерного моделирования.

Список литературы

1. Гвоздев А.А. Прочность бетона при двухосном напряженном состоянии [Текст] / А.А. Гвоздев, П.М. Бич // Бетон и железобетон. 1974. №7. С. 10–11.

2. Гениев Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона [Текст] / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк, Г.А. Тюпин. М.: Стройиздат, 1974. 316 с.

3. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона [Текст] / Н.И. Карпенко. М.: Стройиздат, 1996. 416 с.

4. Корсун В.И., Недорезов А.Н. Вариант описания закономерностей упругопластического и псевдопластического деформирования бетона в условиях объемного напряженного состояния // Современное промышленное и гражданское строительство. 2014. Том 10. № 2. С.147–168.

5. Тонких Г.П., Алексашкин А.Н., Курбацкий Е.Н. Экспериментальные исследования железобетонных конструкций со спиральным армированием. Научно-техническая конференция «Сейсмостойкость крупных транспортных сооружений в сложных инженерно-геологических условиях». М.: АО ЦНИИС. 1999. С.173–183.

6. Тонких Г.П., Алексашкин А.Н. Эффективность спирально-армированного железобетона [Текст] / Некоторые научно-технические проблемы военно-строительной науки. Научно-технический сборник к 50-летию 26 ЦНИИ МО РФ. М.: 1996. С. 584–593.
7. Hadi M., Elbasha N. Displacement ductility of helically confined HSC beams / M. Hadi, N. Elbasha. The Open Construction and Building Technology Journal, 2008, no. 2, pp. 270–279.

References

1. Gvozdev A.A. Prochnost' betona pri dvukhosnom napryazhennom sostoyanii [Tekst] / A.A. Gvozdev, P.M. Bich. Beton i zhelezobeton. 1974. №7. Pp. 10–11. [In Russian]
2. Geniev G.A. Teoriya plastichnosti betona i zhelezobetona [Tekst] / G.A. Geniev, V.N. Kissyuk, G.A. Tyupin. M.: Strojizdat, 1974. 316 p. [In Russian]
3. Karpenko N.I. Obshchie modeli mekhaniki zhelezobetona [Tekst] / N.I. Karpenko. M.: Strojizdat, 1996. 416 p. [In Russian]
4. Korsun V.I., Nedorezov A.N. Variant opisaniya zakonomernostej uprugoplasticheskogo i psevdoplasticheskogo deformirovaniya betona v usloviyakh ob"emnogo napryazhennogo sostoyaniya. Sovremennoe promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. 2014. Tom 10. № 2. pp.147–168. [In Russian]
5. Tonkikh G.P., Aleksashkin A.N., Kurbackij E.N. Ehksperimental'nye issledovaniya zhelezobetonnykh konstrukcij so spiral'nym armirovaniem. Nauchno-tehnicheskaya konferenciya «Sejstmostojkost' krupnykh transportnykh sooruzhenij v slozhnykh inzhenerno-geologicheskikh usloviyakh». M.: AO CNIIS. 1999. Pp.173–183. [In Russian]
6. Tonkikh G.P., Aleksashkin A.N. Ehffektivnost' spiral'no-armirovannogo zhelezobetona [Tekst]. Nekotorye nauchno-tehnicheskije problemy voenno-stroitel'noj nauki. Nauchno-tehnicheskij sbornik k 50-letiyu 26 CNI MO RF. M.: 1996. Pp. 584–593. [In Russian]
7. Hadi M., Elbasha N. Displacement ductility of helically confined HSC beams / M. Hadi, N. Elbasha. The Open Construction and Building Technology Journal, 2008, no. 2, pp. 270–279.

Информация об авторах / Information about authors

Тонких Г.П., доктор технических наук, профессор кафедры ЖБК ФБГОУ ВО НИУ МГСУ, г.н.с. ФГБУ ВНИИ ГОЧС. Москва, Российская Федерация
E-mail: 5059144@mail.ru

Tonkikh G.P., Doctor of Sciences (Engineering), Professor at Moscow State University of Civil Engineering, chief researcher at Civil Defense National Research Institute. Moscow, Russian Federation
E-mail: 5059144@mail.ru

Аверин И.А., магистр кафедры ЖБК ФБГОУ ВО НИУ МГСУ. Москва, Российская Федерация

E-mail: averinia@inbox.ru

Averin I.A., Master of Moscow State University of Civil Engineering. Moscow, Russian Federation

E-mail: averinia@inbox.ru

УДК 699.841

DOI [10.37153/2618-9283-2022-3-40-54](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-40-54)

Сейсмический риск и ущерб

Сейсмостойкость исторических зданий с деревянным каркасом и каменным заполнением в Европе

Альдреби З.А.¹

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

Аннотация: В статье выполняется обзор традиционных типов зданий, в которых использован деревянный каркас с каменным заполнением, встречающихся в Италии, Португалии, Турции, Греции, Испании и других странах, и рассматривается их сейсмостойкость. Хотя конструкции отличаются друг от друга с точки зрения деталей, их структурная система в основном одинаковая: деревянная конструктивная система несет в основном горизонтальные нагрузки, в то время как кладка поддерживает вертикальные гравитационные нагрузки. Исследование включает краткий отчет о сейсмичности территории каждой страны, где встречается тип строительства зданий с деревянно-каменным каркасом, приводится описание конструктивных систем этих зданий, описаны случаи, доказывающие их сейсмостойкость, сделаны выводы.

Ключевые слова: деревянный каркас с каменным заполнением, сейсмичность, землетрясение, сейсмостойкость, древняя сейсмоизоляция, тектоническая плита

Для цитирования: Альдреби З.А. Сейсмостойкость исторических зданий с деревянным каркасом и каменным заполнением в Европе // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2022. №3. С.40–54,

DOI: [10.37153/2618-9283-2022-3-40-54](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-40-54)

Seismic risk and damage

Seismic Resistance of Historic Buildings with Timber Frame and Stone Infill in Europe

Aldrebi Z.A.¹

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

Abstract: This article provides an overview of the traditional types of buildings that use a stone-filled timber frame found in Italy, Portugal, Turkey, Greece, Spain, etc. and considers their seismic resistance. Although the structures differ from each other in terms of details, their structural system is basically the same: the timber structural system bears mostly horizontal loads, while the masonry supports vertical gravity loads. This study includes a brief account of the seismicity of each country where this type of timber-stone frame building occurs and a description of the structural systems of these buildings is given, cases proving their seismic resistance are described, and conclusions are drawn.

@ Альдреби З.А., 2022

Keywords: stone-filled timber frame, seismicity, earthquake, seismic resistance, ancient base isolation system, tectonic plate

For citation: Aldrebi Z.A. Seismic Resistance of Historic Buildings with Timber Frame and Stone Infill in Europe [*Seismostoiikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii* = *Earthquake engineering. Constructions Safety*], 2022, no. 3, pp.40–54,

DOI: [10.37153/2618-9283-2022-3-40-54](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-40-54)

Введение

Древесина – это твердый, волокнистый материал, изготавливаемый из значительной части ствола и ветвей деревьев и являющийся универсальным и одним из старейших строительных материалов [4–7], так как она доступна естественным образом и идеально подходит для различных применений. Деревянные дома (рис.1) с каменной кладкой [3] встречаются на протяжении многих веков по всему миру [14–15] и в Европе в частности. Обычно они были построены из деревянного каркаса, заполненного кладкой из глиняного кирпича или бутового камня. Это обусловлено тремя причинами: дешевизной этих материалов и их доступностью; лучшей сейсмостойкостью [1–2, 8], чем у конструкций без включения дерева; они выглядят более эстетично, чем построенные из других материалов.

Поскольку Европа подвержена многочисленным сейсмическим [10,14] воздействиям (рис.1), то сейсмостойкость зданий и сооружений на ее территории должна быть проанализирована, в том числе не только на новых объектах, разработанных в соответствии с более строгими нормами, но также и на старинных.

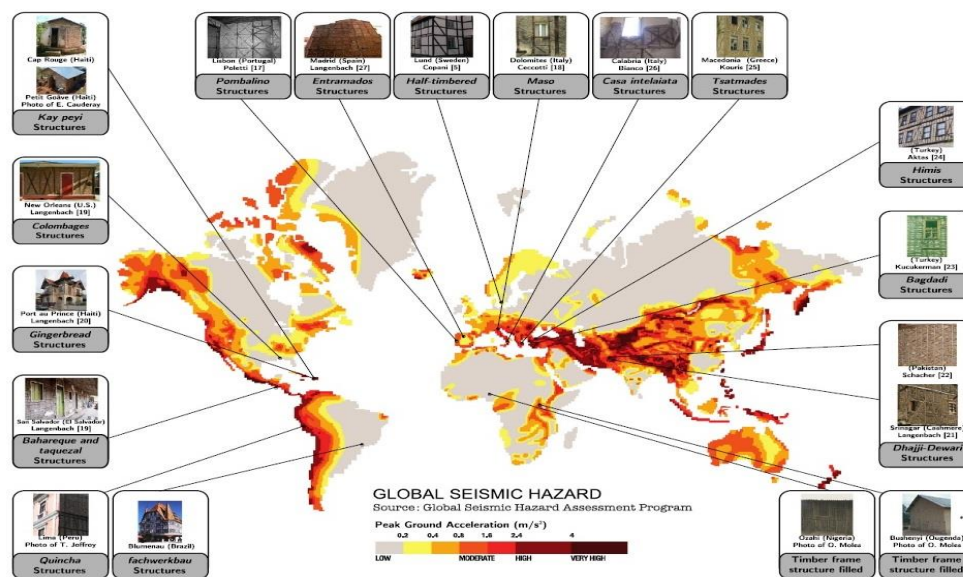


Рисунок 1 – Карта распространения зданий с деревянным каркасом и каменным заполнением по всему миру с указанием сейсмической опасности каждого региона их расположения

Figure 1 – Map of the distribution of stone-filled timber frame buildings around the world, with indicating the seismic hazard of each region of their location

Лучшим примером является древнеримский город Herculaneum (Геркуланум), который был погребен под лавой после извержения вулкана Везувия в 79 г. до н.э. Археологи нашли там целое двухэтажное деревянно-каменное здание (рис.2), которое было идентифицировано как дом “Opus Craticium” («Опус Кратикум») [15], иначе говоря, дом с деревянным каркасом.

Дома с деревянным каркасом и каменным заполнением распространены почти по всей Европе, так как строители в те времена считали их более сейсмостойкими, чем дома с другими системами. Их строительство было продиктовано сейсмической активностью территории Европы, отличающейся землетрясениями с различной степенью интенсивности и многочастотным составом [10, 14–15].



Рисунок 2 – Дом «Опус Кратикум» в древнеримском городе Геркуланум

Figure 2 – The house “Opus Craticium” in the ancient Roman city of Herculaneum

Сейсмическая активность (таблица 1) в Европе [10, 14–15] отличается от страны к стране. В некоторых странах землетрясения происходят очень редко, в то время как в других случаются часто с большей или меньшей интенсивностью. На рисунке 3 показаны основные мировые тектонические плиты, а на рисунке 4 – карта сейсмической опасности Европы за период с 1998 по 2007 г. Как видно из рисунка 4, сейсмическая активность сосредоточена в основном в Юго-Восточной Европе, но и в остальных ее

частях сейсмические источники также присутствуют и способны вызвать разрушительные землетрясения, например, в Португалии, которая находится на границе между Африканской и Евразийской плитами.

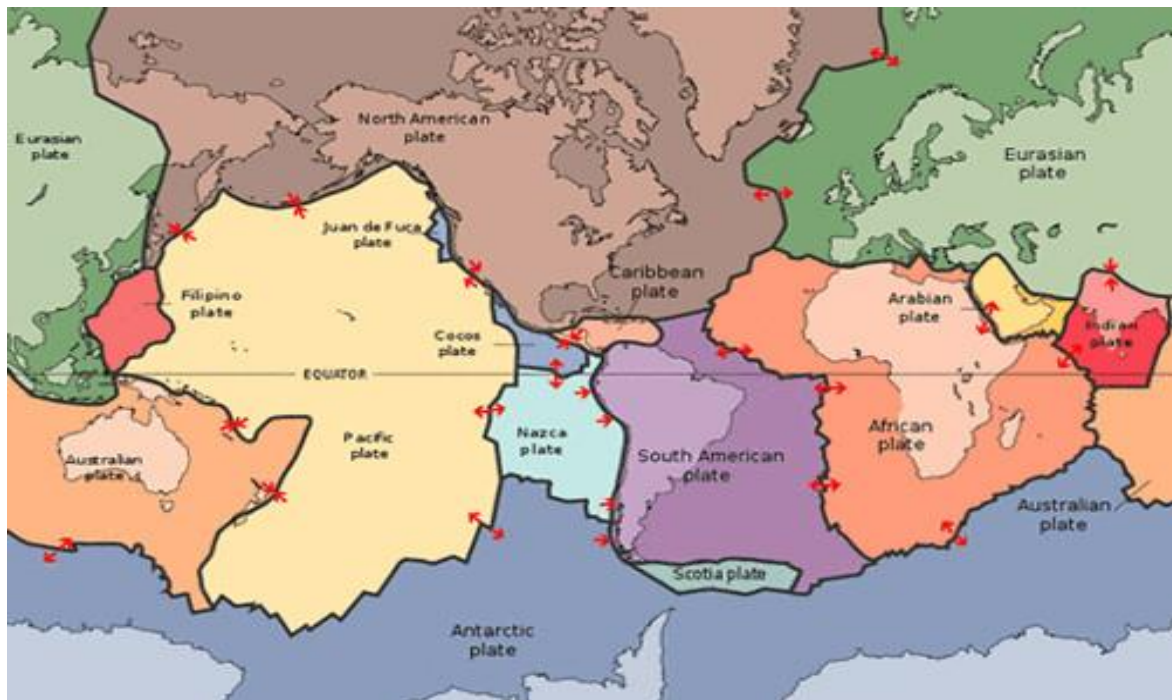


Рисунок 3 – Основные мировые тектонические плиты

Figure 3 – The main world tectonic plates

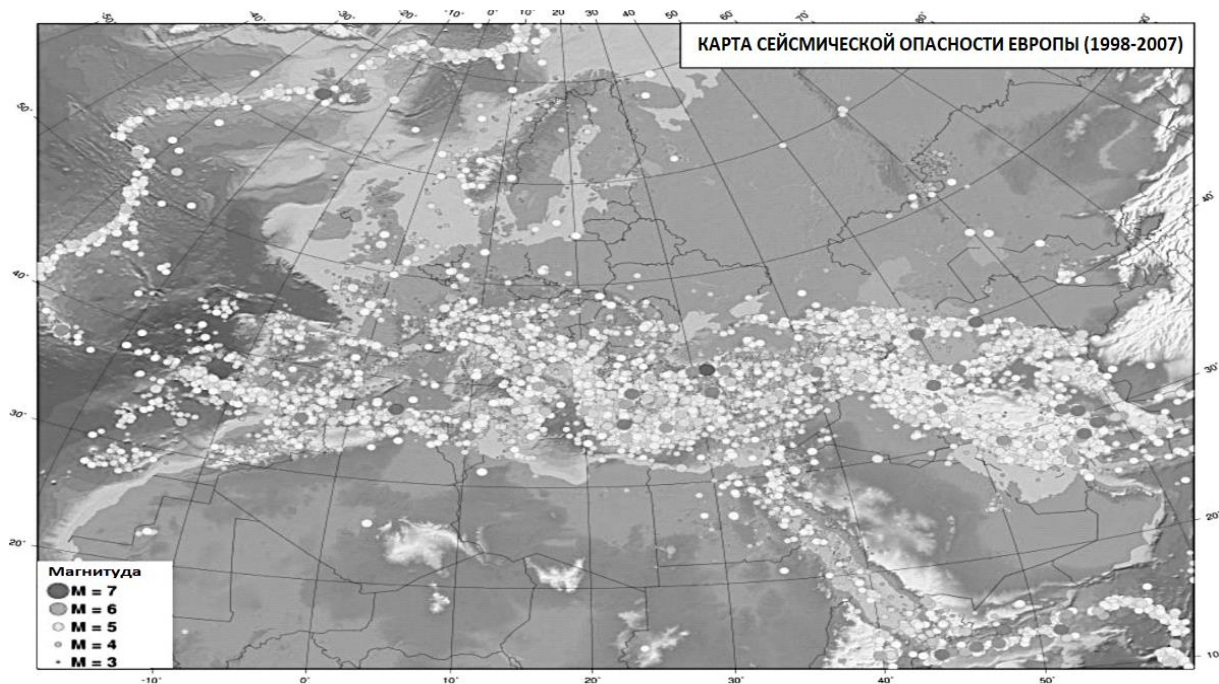


Рисунок 4 – Карта сейсмической опасности Европы (1998–2007 гг.)

Figure 4 – Map of the seismic hazard of Europe (1998–2007)

Таблица 1 – Список самых разрушительных исторических землетрясений в Европе

Table 1 – List of the most destructive historical earthquakes in Europe

Дата	Страна	Место события землетрясения	Количество жертв, (чел.)	Магнитуда, (М)
11.01.1693 г.	Италия	г. Катания	≈ 60.000	≈7.4
01.11.1755 г.	Португалия	г. Лиссабон	≈70.000	≈8.7
05.02.1783 г.	Италия	Область Калабрия	≈35.000	≈6.9
28.12.1908 г.	Италия	г. Мессина	≈86.000	≈7.5
13.01.1915 г.	Италия	г. Авеццано	≈33.000	≈7.0
29.03.1954 г.	Испания	Провинция Гранада	Нет данных	≈7.8
04.03.1977 г.	Румыния	г. Бухарест	≈1581	≈7,2
17.08.1999 г.	Турция	Провинция Коджаэли	≈20.000	≈7.4
12.11.1999 г.	Турция	Провинция Дюздже	≈830	≈7,2

Португалия подвержена двум типам сейсмических воздействий, определяемым уровнем максимального ожидаемого пикового ускорения грунта (PGA).

1-й тип – землетрясение большой магнитуды на большом эпицентральной расстоянии и длительной продолжительности, как правило, происходящее в результате землетрясения, возникающего в зоне слияния Евразийской и Африканской плит;

2-й тип – землетрясение средней магнитуды на небольшом эпицентральной расстоянии и короткой продолжительности, как правило, вызванное землетрясением в разломе в долине Тежу, недалеко от Лиссабона.

История сейсмичности территории Португалии содержит много землетрясений небольшой магнитуды, но наиболее разрушающим и важным остается землетрясение 1755 г., где сейсмическая интенсивность на юге страны в регионе Алгарве оценивалась в IX–X баллов по шкале Меркалли [10, 14–15].

Территория *Греции* также является сейсмически активной, на которую приходится более половины сейсмической энергии европейского континента. Антисейсмическая грамотность древних строителей подтверждается адекватным поведением 200-летних деревянно-каркасных зданий на греческом острове Лефкас во время землетрясения 14 августа 2003 г. магнитудой 6,2 и максимальным горизонтальным пиковым ускорением грунта 0,42 g. Ни одно из зданий не разрушилось, в отличие от железобетонных, тем самым подтвердив, что это очень эффективная сейсмостойкая система [10, 14–16, 22].

Несмотря на то, что в наши дни сейсмостойкое строительство является очень развитым, уникальный характер землетрясений по-прежнему застаёт людей врасплох. Последнее крупное землетрясение в *Италии*, которое случилось в городе и одноименной коммуне Л’Акуила 6 апреля 2009 г., магнитудой 6,3 по шкале Рихтера, еще раз продемонстрировало этот непредсказуемый и уникальный характер. Горизонтальное пиковое ускорение грунта (PGA) составляло от 0,34 g до 0,67 g, а

вертикальное от 0,22 g до 0,42 g. Хотя в новом итальянском сейсмическом коде 2008 года с периодом повторяемости землетрясений 475 лет определены значения 0,30–0,35 g для горизонтального пикового ускорения грунта и 0,18 g для вертикального [10, 14–15, 18].

История сейсмичности территории *Испании* отмечена глубокими землетрясениями в районе провинции Гранады на юге страны. Лучшим примером является землетрясение, которое произошло в 1954 году, магнитудой 7,8 по шкале Рихтера, на глубине около 640 километров. Тем не менее, землетрясение, произошедшее 11 мая 2011 г. с эпицентром около г. Лорка на юго-востоке Испании, случилось на глубине 2-х километров с магнитудой 5,1 по шкале Рихтера и нанесло значительный ущерб, став причиной гибели нескольких человек [10, 14–15].

Территория *Турции* является наиболее сейсмоопасной – на протяжении веков здесь произошло множество землетрясений (рис.4). Большинство землетрясений случались в восточной части страны, но очень сильные землетрясения происходили и в других частях Турции. В истории этой страны известны многочисленные крупные разрушающие землетрясения, предпоследнее крупное магнитудой 7,4 произошло в провинции Коджаэли 17 августа 1999 года (таблица 1), оно стало причиной гибели большого количества людей и причинило серьезный материальный ущерб [10, 14–15].

Деревянные строения присутствуют во многих странах Европы и на других континентах, например, в *Португалии* существуют помбалеvские [17] здания (рис. 5), которые представляют собой сооружения высотой не более четырех этажей с аркадами на уровне первого этажа и с каменными стенами и фасадами, обрамленными деревянным каркасом, так называемыми “frontais” (рис.6, а), которые вместе с деревянными балками перекрытий образуют клетку “gaiola” (рис.6, б) и внутренние перегородки “tabiques” (рис.6, с). Все эти конструктивные элементы в совокупности создают антисейсмическую защиту и составляют устойчивую конструкцию. Они были названы в честь Маркиза де Помбаль, заказавшего их строительство после землетрясения 1755 года, разрушившего город Лиссабон, так как он хотел, чтобы здания имели сейсмостойкую конструкцию, способную противостоять подобным разрушительным землетрясениям [12–13, 20–21].

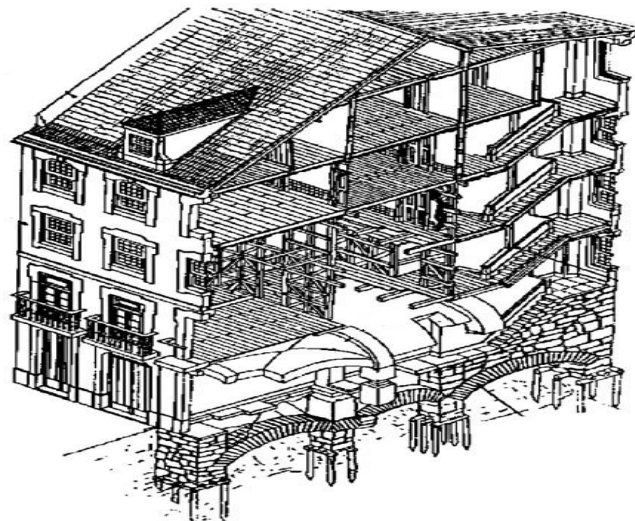


Рисунок 5 – Португальское здание в помбалеvском архитектурном стиле

Figure 5 – Portuguese building in the Pombaline architectural style

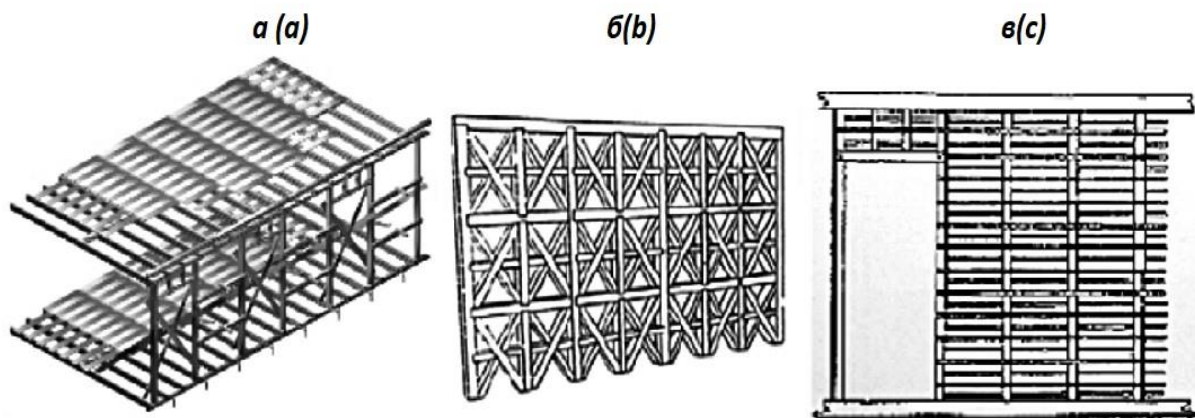


Рисунок 6 – Типы стен помбалинских зданий:
a – клетка (gaiolas); *b* – фасад (frontais); *c* – внутренняя перегородка (tabiques)

Figure 6 – Types of walls of Pombarine buildings:
a – cell (gaiolas); *b* – facade (frontais); *c* – internal partition (tabiques)

Стена в конструктивной системе Помбалино состоит из деревянной рамы и каменного заполнения. Геометрия рамы состоит из горизонтальных и вертикальных элементов, а также диагональных раскосов в форме буквы X, как показано на рис. 7. Соединения между этими элементами рамы показаны на рисунке 8. Заполнение стены обычно представляет собой бутовую или кирпичную кладку, но также может состоять из других материалов, таких как глина и сено, в зависимости от их доступности на месте строительства [17].



Рисунок 7 – Стена в конструктивной системе «Помбалино»

Figure 7 – The wall in the structural system “Pombarino”

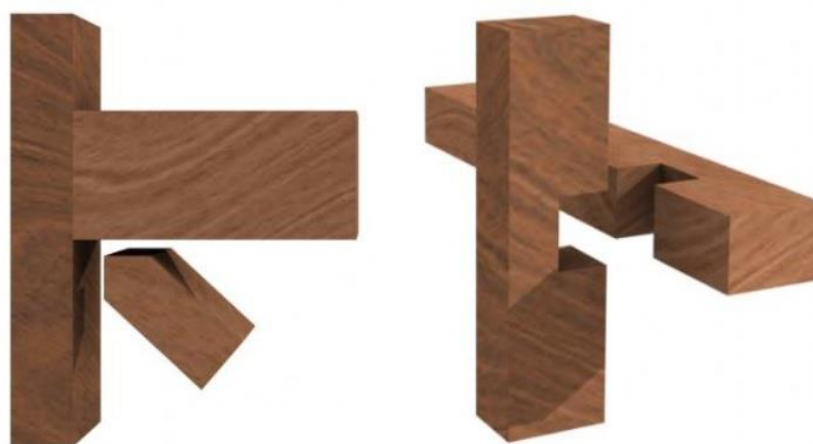


Рисунок 8 – Соединения между элементами деревянной рамы стены в конструктивной системе «Помбалино»

Figure 8 – Joint connections between the elements of the timber frame of the wall in the “Pombalino” structural system

Проведенные исследования и испытания на сейсмостойкость помбалиновой стены (рис. 9–10), выполненные учеными из Европы [16, 20–21], показали, что стена смогла рассеять энергию в течение многих циклов, при этом не потеряв свою структурную целостность.

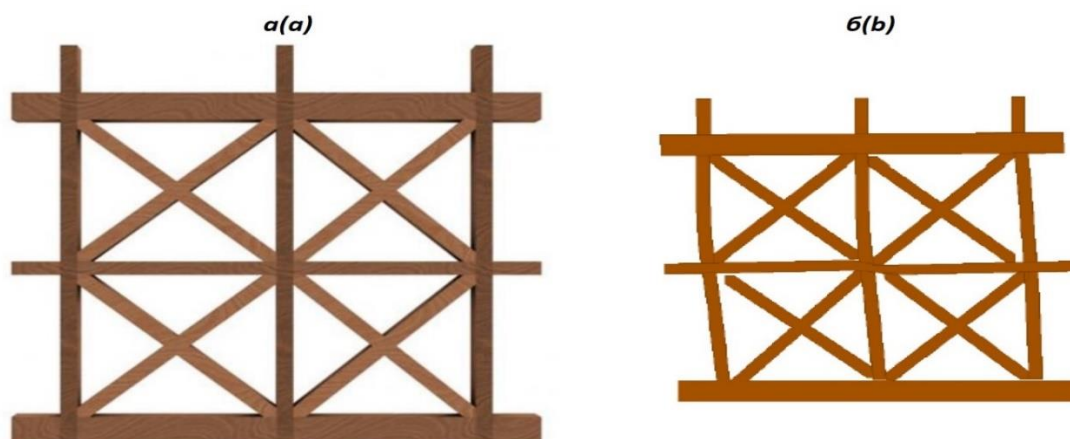


Рисунок 9 – Деревянная рама стены в конструктивной системе «Помбалино»: а – до испытаний; б – поведение стены во время испытаний

Figure 9 – Timber frame of the wall in the structural system “Pombalino”: a – before testing; b – wall behavior during testing

Петли гистерезиса испытанной стены, показанные на рисунке 10 (б), свидетельствуют о хорошей способности конструкции к деформации и рассеиванию энергии [20].

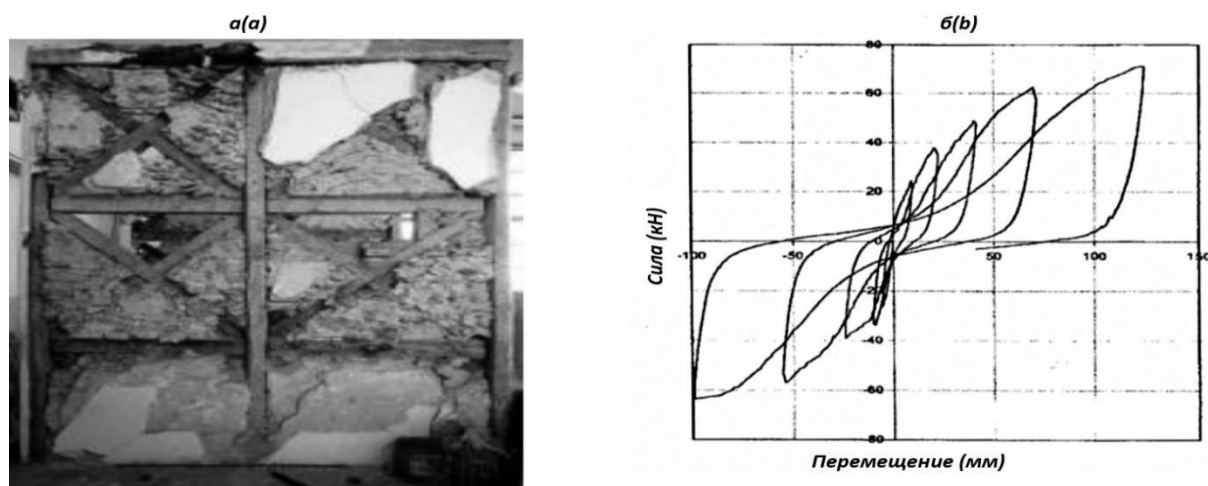


Рисунок 10 – Помбалиновая стена, подвергнутая испытаниям:
a – помбалиновая стена; *b* – диаграмма зависимости «сила – перемещение»

Figure 10 – The pombaline wall that has been tested:
a – pombaline wall; *b* – diagram of the dependence “force – displacement”

Деревянные каркасные дома в Греции, имеющие двойную несущую систему с каменной кладкой и деревянным каркасом, отличаются некоторыми уникальными особенностями. В этих зданиях цокольные этажи имеют каменные стены толщиной 0,5–0,7 м, а верхние этажи выполнены из однослойной кладки толщиной 0,10–0,15 м, обрамленной деревянным каркасом. То есть первый этаж кардинально отличается от верхнего [16, 22]. Как показано на рисунке 11 (*a–b*), первой несущей системой является каменная кладка, второй – деревянный каркас, и если каменная кладка выходит из строя (рис. 11, *в*), то деревянный каркас активизируется, чтобы выдерживать нагрузку, тем самым предотвращая полное обрушение конструкций.

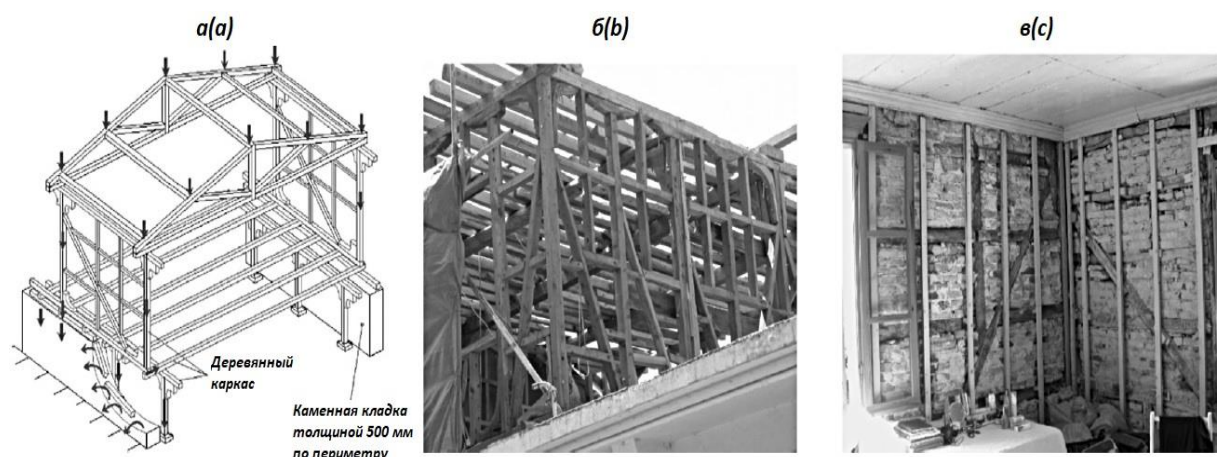


Рисунок 11 – Дома с деревянным каркасом в Греции:
a – цокольный этаж из каменной кладки; *b* – деревянный каркас; *в* – деревянный каркас с каменным заполнением

Figure 11 – Timber-framed houses in Greece:
a – basement floor made of masonry; *b* – timber frame; *c* – timber frame with stone infill

Еще один особый элемент, обнаруженный в этих греческих постройках, это подфундамент (рис.12). Считается, что такая конструкция представляет собой своего рода старинную систему сейсмоизоляции. Это конструктивное решение использовалось в начале 19 века, и теперь его можно найти в центре старого города Лефкас, на одноименном острове, известном самой высокой сейсмичностью в Греции [16].

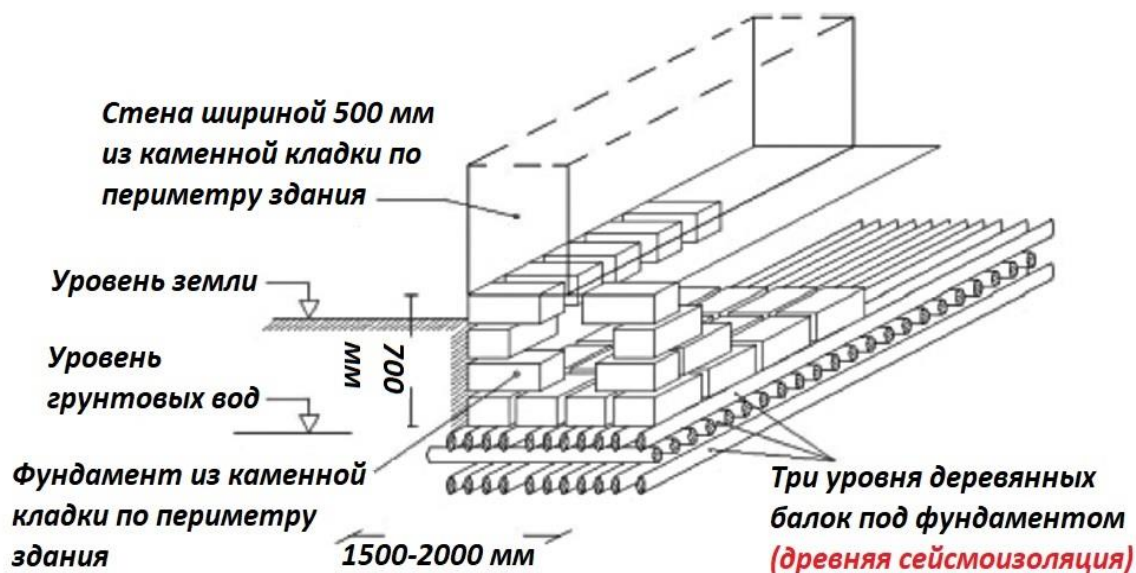


Рисунок 12 – Сейсмоизолированный фундамент дома с деревянным каркасом в Греции (XIX век)

Figure 12 – Seismically isolated foundation of a timber-framed house in Greece (19th century)

В Турции существуют деревянные каркасные дома, которые были построены с помощью строительной техники *himiş* (химиш). «Химиш» представляет собой комбинированную строительную систему, в которой цокольный этаж в основном состоит из каменной кладки, а верхние этажи и крыша из дерева. Эта техника распространена не только в Турции, но и в некоторых балканских странах.

Интересный факт продемонстрирован на рисунках 13 (здания в Индии) и 14 (здания в Турции): здание с железобетонным каркасом и каменным заполнением слева (рис.13, *а*) было достроено, в то время как в здании справа (рис.13, *б*) только ж. б. каркас был завершен. Как видно из рисунка 13, землетрясение разрушило только здание слева, где ж/б каркас был с каменным заполнением (рис.13, *а*), а здание справа (рис. 13, *б*) с голым ж/б каркасом уцелело.

Обрушившееся железобетонное здание (рис.14, *б*) рядом с уцелевшим зданием «*himiş*» (рис.14, *а*) в Турции [4, 6, 13] после землетрясения, которое произошло в городе Дюздже на северо-западе страны 12 ноября 1999 года, магнитудой около 7,2 или интенсивностью IX баллов по шкале Меркалли, демонстрирует устойчивость деревянного каркаса с каменным заполнением по сравнению с новым зданием из железобетонного каркаса небольшой высоты по соседству. Представляется интересным сравнить событие на рисунке 14 с событием на рис. 13, где каменное заполнение, вероятно, вызвало обрушение (рис.13, *а*), а на другом (рис.14, *а*) каменное заполнение и

деревянный каркас хорошо работали совместно против сейсмических воздействий [9, 11, 19].



Рисунок 13 – Два здания с железобетонным каркасом в г. Бхудж, Индия, после землетрясения в штате Гуджарат в 2001 г.:
a – здание с ж/б каркасом и каменным заполнением; *б* – здание с ж/б каркасом без каменного заполнения

Figure 13 – Two reinforced concrete framed buildings in Bhuj, India after the 2001 Gujarat earthquake:
a – a building with a reinforced concrete frame and stone infill; *b* – a building with a reinforced concrete frame without stone infill



Рисунок 14 – Два здания в г. Дюздже, Турция, после землетрясения в ноябре 1999 г.:
a – здание «hımış» с деревянным каркасом и каменным заполнением; *б* – здание с железобетонным каркасом

Figure 14 – Two buildings in the city of Düzce, Turkey, after the November 1999 earthquake:
a – a building «hımış» with a timber frame and stone infill; *b* – a building with a reinforced concrete frame

После Измитского землетрясения, которое произошло 17 августа 1999 года на северо-западе Турции, магнитудой около 7,4 по шкале Рихтера, в городе Адапазары, дом традиционной деревянно-каркасной постройки (*hımış*) (рис.15, *а*) выстоял, в то время как железобетонный многоквартирный дом (рис.15, *б*), расположенный рядом с ним, рухнул полностью [9,19]. Это еще одно свидетельство сейсмостойкости деревянных домов такой конструкции.

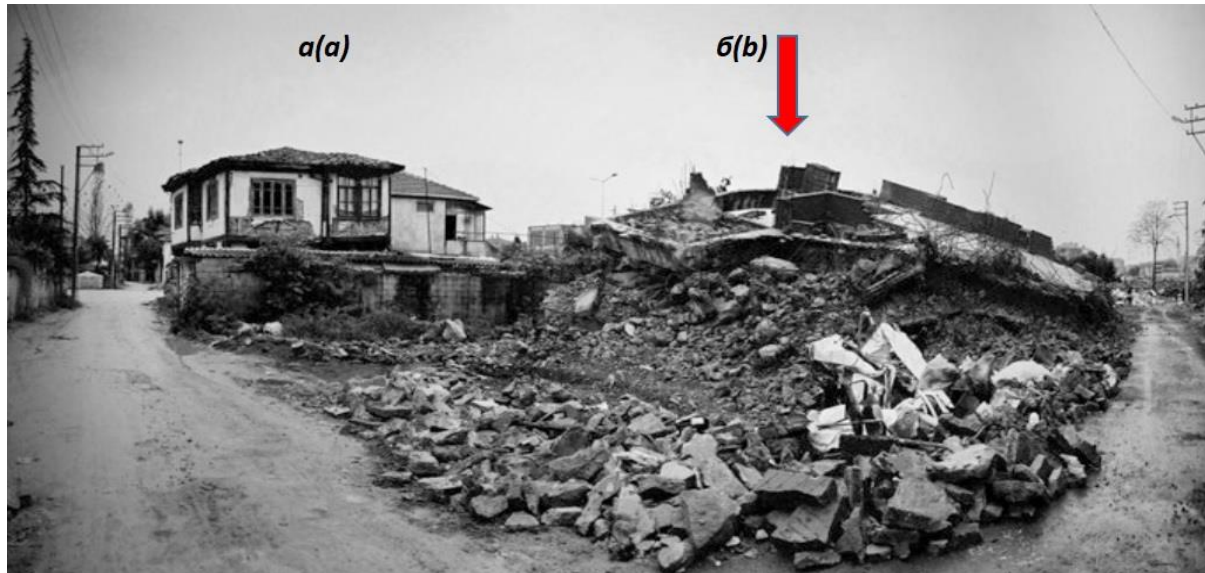


Рисунок 15 – Два здания в городе Адапазары, Турция, после Измитского землетрясения в августе 1999 г.:

a – деревянное здание «*hımış*»; *б* – рухнувшее железобетонное здание

Figure 15 – Two buildings in the city of Adapazarı, Turkey, after the Izmit earthquake in August 1999:

a – a timber building «*hımış*»; *b* – collapsed reinforced concrete building

Заклучение

Основываясь на анализе состояния повреждений вышеперечисленных традиционных деревянных каркасных зданий, расположенных в регионах с высокой сейсмической активностью, было замечено, что эта конструктивная система демонстрирует хорошее поведение во время землетрясений. Деревянные каркасные конструкции с каменным заполнением сочетают в себе лучшие качества каменной кладки и дерева, обеспечивая лучшую устойчивость зданий к сейсмическим воздействиям. Для большинства зданий такого типа роль каменной кладки состоит в том, чтобы нести вертикальные нагрузки, представляя собой основную систему сопротивления. Как только эта система выходит из строя, деревянная конструкция начинает работать. Также каменная кладка призвана повышать сейсмостойкость, так как она рассчитана также и на восприятие горизонтальных сил. В ней растворные швы между камнями спроектированы так, чтобы они были слабыми, чтобы движение кирпичей во время землетрясения позволило энергии в достаточной мере рассеиваться, тем самым минимизируется ущерб, иначе говоря, традиционные здания с деревянным каркасом и каменным заполнением демонстрируют гибкость, способность рассеивать энергию и могут выдерживать многочисленные циклы сейсмических нагрузок.

И, наконец, представляется необходимым, чтобы будущие исследования для более надежной оценки сейсмической безопасности существующих типов деревянных зданий, рассмотренных в этой работе, были сосредоточены на более целостных методах оценки, учитывающих деревянную и каменную составляющие, а также комплекс различных факторов, которые не были учтены, например, физическое старение, деградация материала, структурные изменения, кумулятивное влияние прошлых землетрясений и т. д.

Список литературы

1. Белинская Т.И., Турков А.В., Хапин А.В. Обоснование целесообразности применения деревянных конструкций в сейсмостойком строительстве // Сейсмостойкие конструкции зданий и сооружений в Киргизии. Сборник научных трудов. Фрунзе. 1990. С. 32–35.
2. СП 14.13330.2018. Строительство в сейсмических районах. Актуализир. ред. СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах». М.: Стандартинформ, 2018 – 116 с.
3. СП 15.13330.2020. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализир. ред. СНиП II-22-81* (с Изменениями № 1,2. М.: ЦНИИСК имени В.А. Кучеренко, 2020. 131 с.
4. СП 451.1325800.2019 Здания общественные с применением деревянных конструкций. Правила проектирования. М.: Стандартинформ, 2020. 16 с.
5. СП 452.1325800.2019 Здания жилые многоквартирные с применением деревянных конструкций. Правила проектирования. М.: ЦНИИСК имени В.А. Кучеренко, 2019. 46 с.
6. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализир. ред. СНиП II-25-80 (с Изменениями N 1, 2, 3). М.: ЦНИИСК имени В. А. Кучеренко, 2017. 105 с.
7. Хрулев В.М., Мартынов К.Я., Лукачев С.В., Шутов С.М. Деревянные конструкции и детали. Справочник строителя / Под ред. В.М. Хрулева. М.: Стройиздат, 1983. 284 с.
8. Шаблинский Г.Э., Завалишин С.И., Жаворонок И.В., Швей Е.М., Грошев М.Е. Исследование сейсмостойкости деревянных полносборных домов // Сейсмостойкое строительство. 1999. № 4. С. 25–28.
9. Aktaş Y.D., Akyüz U., Türer A., Erdil B., Güçhan N.S. Seismic Resistance Evaluation of Traditional Ottoman Timber-Frame Himiş Houses: Frame Loadings and Material Tests. *Earthquake Spectra* 30: 1711–1732 (2013).
10. Ambraseys N.N., Jackson J.A. 1981. Earthquake hazard and vulnerability in the northeastern Mediterranean: The Corinth earthquake sequence of February–March 1981. *Disasters* 5(4): 355–368.
11. Cerasi M. 1998. The formation of ottoman house types: a comparative study in interaction with neighboring cultures. *Muqarnas* 15: 116–156.
12. EN 1998-1: 2004. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, European Committee for Standardization, Brussels, 232 p.
13. EN 1998-3: 2005. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting. European Standard. CEN, Brussels, 91p.
14. Grunthal G. Seismic hazard assessment for Central, North and Northwest Europe: GSHAP Region 3. *Ann. Geophys. Vol. 42 No. 6* (1999).
15. Langebach R. From “Opus Craticium” to the “Chicago frame”: earthquake-resistant traditional construction. *Int. J. Arch. Heritage* 1, 29–59 (2007).

16. Makarios T., Demosthenous M. Seismic response of traditional buildings of Lefkas Island Greece. *Eng. Struct.* 28, 264–278 (2006).
17. Meireles H., Bento R., Cattari S., Lagomarsino S. A hysteretic model for “frontal” walls in Pombalino buildings. *Bull. Earthq. Eng.* 10(5), 1481–1502 (2012).
18. Poletti E., Vasconcelos G. Seismic behaviour of traditional timber frame walls: experimental results on unreinforced walls. *Bull. Earthq. Eng.* 13, 885–916 (2015).
19. Şahin-Güçhan N. 2007. Observations on earthquake resistance of traditional timber framed houses in Turkey. *Building and Environment* 42: 840–851.
20. Santos S. Tests of Pombalino walls. Lisbon, LNEC; 1997. Nota Técnica N° 15/97-NCE (In Portuguese).
21. Vieux-champagne F., Sieffert Y., Grange S., Polastri A., Ceccotti A., Daudeville L. Experimental analysis of seismic resistance of timber-framed structures with stones and earth infill. *Engineering Structures*, 69 (3), 102–115 (2014).
22. Vintzileou E., Zagkotsis A., Repapis C., Zeris C. Seismic behaviour of the historical structural system of the island of Lefkada, Greece. *Constr. Build. Mater.* 21, 225–236 (2007).

References

1. Belinskaya T.I., Turkov A.V., Khapin A.V. Justification of the expediency of using wooden structures in earthquake-resistant construction. *Earthquake-resistant structures of buildings and structures in Kyrgyzstan. Collection of scientific papers.* Frunze, 1990, pp. 32–35. (In Russian).
2. Khrulev V.M., Martynov K.Ya., Lukachev S.V., Shutov S.M. *Wooden structures and details. Builder's Handbook / Ed. V. M. Khruleva.* M.: Stroyizdat, 1983. 284 p. (In Russian).
3. SP 14.13330.2018. *Construction in seismic areas. Updating Ed. SNiP II-7-81* "Construction in seismic regions".* M.: Standartinform, 2018. 116 p. (In Russian).
4. SP 15.13330.2020. *Stone and reinforced masonry structures. Updater. ed. SNiP II-22-81 * (with Amendments No. 1.2).* M.: TsNIISK named after V.A. Kucherenko, 2020. 131 p. (In Russian).
5. SP 451.1325800.2019 *Public buildings with wooden structures. Design rules.* M.: Standartinform, 2020. 16 p. (In Russian).
6. SP 452.1325800.2019 *Residential multi-apartment buildings using wooden structures. Design rules.* M.: TsNIISK named after V.A. Kucherenko, 2019. 46 p. (In Russian).
7. SP 64.13330.2017. *Wooden structures. Updater. Ed. SNiP II-25-80 (with Amendments N 1, 2, 3).* M.: TsNIISK named after V.A. Kucherenko, 2017. 105 p. (In Russian).
8. Shablinsky G.E., Zavalishin S.I., Zhavoronok I.V., Shvey E.M., Groshev M.E. Study of seismic resistance of wooden prefabricated houses. *Seismic-resistant construction*, 1999, no. 4, pp. 25–28. (In Russian).
9. Aktaş Y.D., Akyüz U., Türer A., Erdil B., Güçhan N.S. Seismic Resistance Evaluation of Traditional Ottoman Timber-Frame Hıdış Houses: Frame Loadings and Material Tests. *Earthquake Spectra* 30: 1711–1732 (2013).
10. Ambraseys N.N., Jackson J.A. 1981. Earthquake hazard and vulnerability in the northeastern Mediterranean: The Corinth earthquake sequence of February–March 1981. *Disasters* 5(4): 355–368.
11. Cerasi M. 1998. The formation of ottoman house types: a comparative study in interaction with neighboring cultures. *Muqarnas* 15: 116–156.

12. EN 1998-1: 2004. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, European Committee for Standardization, Brussels, 232 p.
13. EN 1998-3: 2005. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting. European Standard. CEN, Brussels, 91 p.
14. Grunthal G. Seismic hazard assessment for Central, North and Northwest Europe: GSHAP Region 3. Ann. Geophys. Vol. 42 No. 6 (1999).
15. Langebach R. From “Opus Craticium” to the “Chicago frame”: earthquake-resistant traditional construction. Int. J. Arch. Heritage 1, 29–59 (2007).
16. Makarios T., Demosthenous M. Seismic response of traditional buildings of Lefkas Island Greece. Eng. Struct. 28, 264–278 (2006).
17. Meireles H., Bento R., Cattari S., Lagomarsino S. A hysteretic model for “frontal” walls in Pombalino buildings. Bull. Earthq. Eng. 10(5), 1481–1502 (2012).
18. Poletti E., Vasconcelos G. Seismic behaviour of traditional timber frame walls: experimental results on unreinforced walls. Bull. Earthq. Eng. 13, 885–916 (2015).
19. Şahin-Güçhan N. 2007. Observations on earthquake resistance of traditional timber framed houses in Turkey. Building and Environment 42: 840–851.
20. Santos S. Tests of Pombalino walls. Lisbon, LNEC; 1997. Nota Técnica N° 15/97-NCE (In Portuguese).
21. Vieux-champagne F., Sieffert Y., Grange S., Polastri A., Ceccotti A., Daudeville L. Experimental analysis of seismic resistance of timber-framed structures with stones and earth infill. Engineering Structures, 69 (3), 102–115 (2014).
22. Vintzileou E., Zagkotsis A., Repapis C., Zeris C. Seismic behaviour of the historical structural system of the island of Lefkada, Greece. Constr. Build. Mater. 21, 225–236 (2007).

Информация об авторе/Information about author

Альдреби Зиад Ахмад, преподаватель-исследователь, инженер-строитель, аспирант, ФГБОУ ВО «Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I». Санкт-Петербург, Российская Федерация. ziald67@gmail.com

Aldrebi Ziad Ahmad, lecturer-researcher, civil engineer, postgraduate, “Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University”. Saint Petersburg, Russian Federation. ziald67@gmail.com

УДК 694.1

DOI [10.37153/2618-9283-2022-3-55-62](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-55-62)

Теоретические и экспериментальные исследования

Об использовании мелкосборных деревянных элементов в сейсмостойком строительстве

Белаш Т.А.¹

¹ АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация

Аннотация: Древесина является одним из наиболее популярных строительных материалов, получивших широкое распространение в различных регионах страны, богатых лесом. В статье рассматривается возможность использования мелкосборных деревянных элементов в сейсмостойком строительстве малоэтажных зданий. Для повышения сейсмостойкости зданий, выполненных из мелкосборных элементов, рекомендуется использовать дополнительные демпфирующие прокладки, арматурные тяжи, энергопоглощающие элементы. Даны предложения по их реализации. Расчётная оценка предлагаемых мер показала возможность их использования в сейсмостойком строительстве.

Ключевые слова: древесина, мелкосборный деревянный элемент, сейсмическая активность, малоэтажное домостроение, сейсмостойкое строительство

Для цитирования: Белаш Т.А. Об использовании мелкосборных деревянных элементов в сейсмостойком строительстве // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2022. №3. С. 55–62

DOI: [10.37153/2618-9283-2022-3-55-62](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-55-62)

Theoretical and experimental studies

On the use of small-scale wooden elements in earthquake-resistant construction

Belash T.A.¹

¹ JSC Research Center of Construction. Moscow, Russian Federation

Abstract: Wood is one of the most popular building materials, widely used in various forest-rich regions of the country. The article discusses the possibility of using small-scale wooden elements in the earthquake-resistant construction of low-rise buildings. To improve the seismic resistance of buildings made of small-scale elements, it is recommended to use additional damping pads, reinforcing bars, and energy-absorbing elements. Proposals for their implementation are given. The calculation evaluation of the proposed measures showed the possibility of their use in earthquake-resistant construction.

Keywords: wood, small-scale wooden element, seismic activity, low-rise housing construction, earthquake-resistant construction

@T.A. Belash, 2022

For citation: Belash T.A. On the use of small-scale wooden elements in earthquake-resistant construction. [*Earthquake engineering. Constructions safety*]. 2022, no.3, pp. 55–62
DOI: [10.37153/2618-9283-2022-3-55-62](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-55-62)

Древесина является одним из наиболее популярных строительных материалов, широко используемых в различных регионах страны. На территории России находится одна пятая запасов всех лесных ресурсов мира, в том числе хвойных. Изделия и детали из древесины занимают одно из ведущих мест в строительстве зданий различного назначения. Между тем, процент строительства жилых домов из древесины остаётся достаточно низким, хотя, как известно, древесина обладает рядом высоких эксплуатационных качеств, к которым относится прочность, небольшая масса изделий, экологичность, относительно низкая стоимость, хорошие теплоизоляционные свойства и т.п. Важным качеством древесины является её хорошая сопротивляемость сейсмическим воздействиям. Древесина является одним из наиболее популярных материалов в строительстве малоэтажных зданий в сейсмоактивных районах. Высокую сейсмостойкость деревянных зданий подтверждает анализ последствий сильных землетрясений, прошедших как в России, так и за рубежом. Наиболее ярким примером является поведение деревянного собора во время землетрясения в 1911 г. в г. Верном (нынешний город Алматы), который не получил практически никаких повреждений [1]. Важным фактором, определяющим повышенную сейсмостойкость древесины по сравнению с другими конструкционными материалами, являются её природные свойства, например, сохранение прочности в течение длительного времени, а также достаточно низкий модуль упругости, что способствует увеличению сопротивляемости динамическим воздействиям. Перечисленные свойства указывают на актуальность применения деревянных конструкций в сейсмических районах.

Наиболее известные здания из деревянных конструкций – это бревенчатые, брусчатые, выполненные по каркасной технологии, в виде панелей и т.п. Однако известные конструкции не всегда являются сейсмостойкими, что приводит к применению в них дополнительных конструктивных решений сейсмозащиты, которые в ряде случаев сложны в практическом исполнении, требуют высокой квалификации рабочих и не всегда доступны. Кроме того, лесные регионы достаточно удалены от центров строительной индустрии крупных городов, в них не всегда удаётся реализовать современные методы технологии и организации работ, наладить серийность производства в больших объёмах. Всё это приводит к необходимости поиска новых видов деревянных изделий. Одним из решений этой инженерной задачи может быть использование мелкоштучных, сборных элементов, например, из древоблоков. Такой подход позволил бы повысить уровень заводской готовности за счёт типизации и унификации сборных элементов, создать условия для массового строительства и в короткий срок без требований к высокой квалификации рабочих осуществлять полную сборку зданий различного назначения.

Идея использования конструктивных решений из мелкосборных деревянных элементов достаточно хорошо известна в строительстве малоэтажных зданий. Некоторые примеры возможной реализации мелкогабаритных деревянных изделий представлены ниже.

Так, на рис. 1, [2], показан деревянный блок (поз. 1), снабженный с разных сторон шпоночными пазами (поз. 2, поз. 3, поз. 4), расположенными как в горизонтальном, так и в вертикальном направлениях.

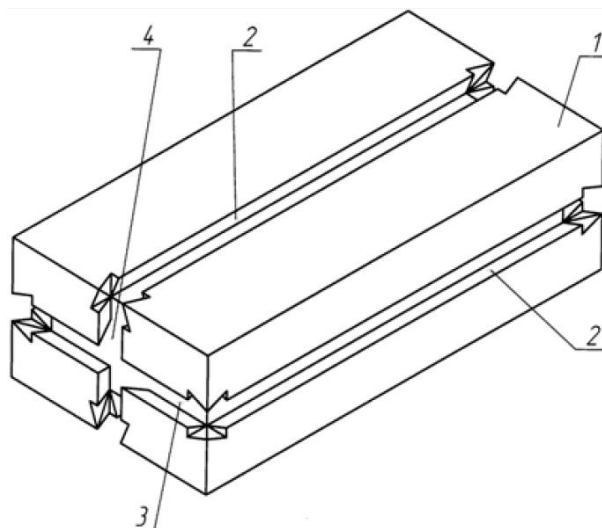


Рисунок 1 – Типовой древоблок со шпоночными пазами

Figure 1 – A typical timber block with keyways

Деревянный блок с помощью соединительного элемента объединяется в единую сборную конструкцию, образуя модульный блок различных размеров и конфигурации (рис. 2).

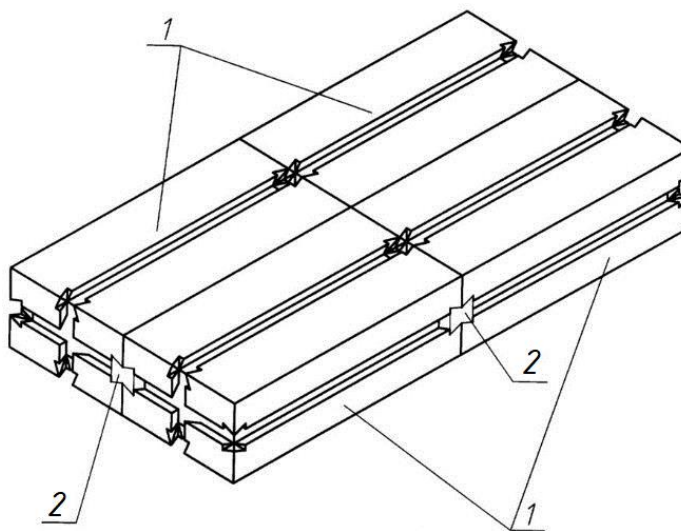


Рисунок 2 – Общий вид сборной конструкции, выполненной из древоблоков: 1 – древоблоки; 2 – связевые элементы

Figure 2 – General view of prefabricated structure made of timber blocks: 1 – timber blocks; 2 – connecting elements

В предложенном решении одним из недостатков является необходимость устройства связей сложной формы, малое поперечное сечение, а также невозможность перевязки швов и другое. Возможность применения такой конструкции для районов сейсмической активности требует проведения дополнительных исследований и обоснований.

В другом решении деревянные конструкции выполнены в виде жёстких модулей с пазами (рис. 3) [3]. Деревянный сборный элемент состоит из расположенных параллельно

на заданном расстоянии друг от друга продольных деталей, соединённых между собой закладными связями. Закладные связи установлены в специально расположенных пазах поперечного сечения, причём каждый паз прорезан в средней части продольными деталями и выполнен непрерывным вдоль всей длины.

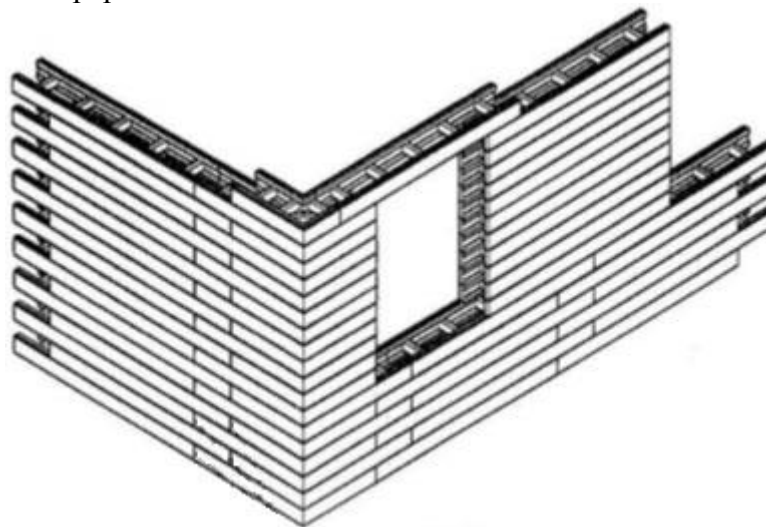


Рисунок 3 – Фрагмент здания из деревянных модулей с оконным проёмом

Figure 3 – A fragment of a building made of wooden modules with a window opening

Предложенное решение было рекомендовано для создания стеновых ограждающих конструкций в районах с низкими температурами, т.к. позволяет в них установку различных утеплителей. При этом следует отметить, что при определённых условиях и конструктивной доработке конструкция могла бы быть рассмотрена и для сейсмических районов.

Интересную технологию исполнения мелкоштучных деревянных изделий разработали специалисты компании «Стинком» (рис. 4, рис. 5) [4]. Для малоэтажного домостроения предлагается использовать специально изготовленные деревянные кирпичи, которые объединяются в блоки. Блоки с четырёх сторон снабжены замками. Габариты блоков отличаются различными размерами, варьируемыми в широком диапазоне.



Рисунок 4 – Деревянные мелкоразмерные элементы компании «Стинком»

Figure 4 – Wooden small-sized elements made by "Stinkom" company



Рисунок 5 – Фрагмент здания из деревянных блоков компании «Стинком»

Figure 5 – A fragment of a building made of wooden blocks made by "Stinkom" company

Применение этой технологии существенно снижает затраты на строительство, нет необходимости использования высокой квалификации рабочих, а также применения дорогостоящего оборудования. Однако использование мелкогабаритных элементов рассматриваемого типа в сейсмических районах требует доработки и специального обоснования. Эта ситуация касается и других технических решений из мелкогабаритных элементов, предложенных для строительства малоэтажных зданий, оценка которых свидетельствует о их многочисленности и большом разнообразии. Анализ последствий сильных землетрясений, прошедших во многих странах, включая и Россию, показал, что наиболее уязвимыми местами в зданиях из деревянных конструкций, как правило, являются узловые соединения [5 – 7], кроме того, известно, что дерево является анизотропным материалом с неодинаковыми свойствами по направлениям относительно волокон. На сейсмостойкость деревянных зданий существенное влияние оказывает влажёмкость, паропроницаемость и другие свойства древесины. Все эти факторы в своей совокупности могут оказывать существенное негативное влияние на сейсмостойкость деревянных зданий, в том числе, и на здания, несущие конструкции которых выполнены из мелкогабаритных элементов. Повышение их сейсмостойкости может достигаться различным образом, например, путём введения в деревянные конструкции дополнительных элементов демпфирования, в качестве которых могут рассматриваться прокладки, материалы, обладающие высокой степенью поглощения колебаний, а также дополнительные элементы армирования в виде тяжёлых и т.п. На рис. 6 представлена конструкция стены деревянного здания, отличительной особенностью которого является наличие отверстий со вставленными в них арматурными стержнями, залитыми, например, жидкой резиной.

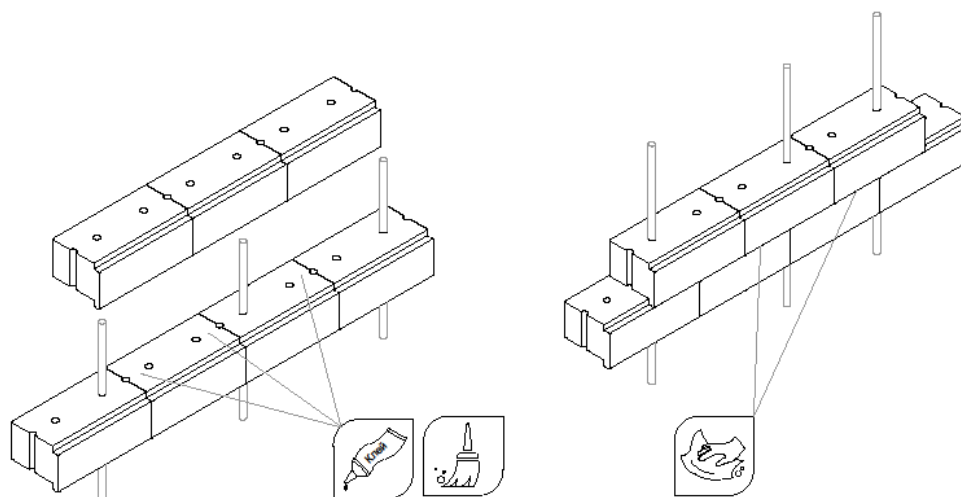


Рисунок 6 – Пример возведения стен из деревянных блоков

Figure 6 – An example of the construction of walls made of wooden blocks

Для повышения диссипативных характеристик в конструкциях зданий предусматриваются также специальные прокладки, обладающие высокими энергопоглощающими свойствами. При устройстве балочного перекрытия (покрытия) используется разработанная типовая балка, торцы которой повторяют форму типовых модулей. Для оценки сейсмостойкости предлагаемого решения были проведены расчётные исследования, которым предшествовали проектные проработки двухэтажного здания коттеджного типа. Конструктивные и расчётные проработки предлагаемых решений выполнены в рамках магистерской диссертации Белоноговым В.В.

Расчётное исследование выполнялось с использованием численных методов в программном комплексе SCAD. Расчётная схема рассматриваемого здания представлена на рис. 7.

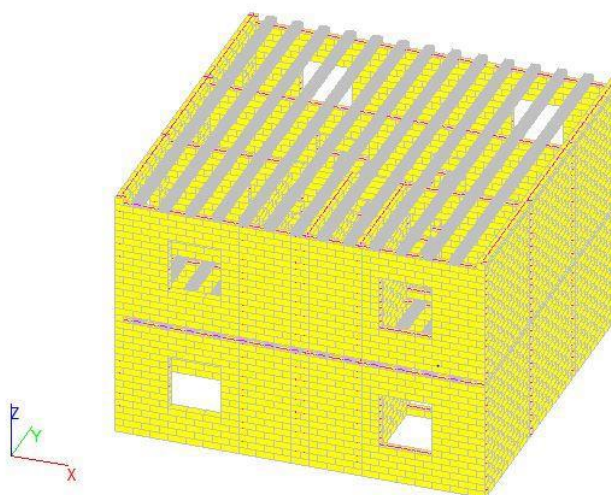


Рисунок 7 – Расчётная модель исследуемого здания из деревянных блоков

Figure 7 – Calculation model of the building under study made of wooden blocks

Исследование выполнялось с использованием метода конечных элементов. Конструктивные элементы здания были представлены в виде пластин. Районом строительства задаются условия города Читы. Для сравнения полученных результатов исследования при выполнении расчётов рассматривалось также конструктивное исполнение несущих конструкций из бруса. Выполненная оценка несущей способности принятых конструктивных решений показала достаточно высокую их сейсмостойкость.

Выводы

1. Для удалённых лесных регионов наиболее эффективной технологией возведения деревянных малоэтажных зданий является использование мелкоштучных сборных элементов, которая позволяет повысить их архитектурно-конструктивные возможности, существенно повысить уровень заводской готовности, создать условия для массового строительства и сократить его срок.
2. Сейсмостойкость деревянных зданий, выполненных из мелкосборных элементов, может быть обеспечена только при наличии в их конструкциях дополнительных элементов в виде тяжёлых, демпфирующих прокладок, энергопоглощающих элементов и т.п., с соблюдением качественного выполнения всех узлов сопряжения этих конструкций.
3. Предварительная оценка предлагаемых конструктивных решений деревянных зданий из мелкосборных элементов показала их достаточно высокую сейсмостойкость.

Список литературы

1. Поляков С.В. Последствия сильных землетрясений. М.: Стройиздат. 1978. 311 с.
2. Пат. 2340740 Российская Федерация МПК E04C1/00. Строительные элементы в виде блоков или иной формы для сооружения отдельных частей зданий / Цуриков А.М.; заявитель и патентообладатель Цуриков Александр Михайлович. [Электронный ресурс]. заявл. 21.11.2006; опубл. 10.12.2008.: 9 ил.
3. Пат. 2461687 Российская Федерация МПК E04C3/12, E04B1/10. Деревянный сборный элемент и ограждающая конструкция деревянного строения, собранная из деревянных сборных элементов / Парфенов В.Н.; заявитель и патентообладатель Парфенов Василий Николаевич. [Электронный ресурс]. заявл. 18.01.2011; опубл. 20.09.2012.: 8 ил.
4. Строительство деревянных домов [Электронный ресурс]. Режим доступа: <http://derevdoma.ru> - Загл. с экрана. (дата обращения: 27.12.2016)
5. Belash T.A., Ivanova Zh.V. Timber frame buildings with efficient junction designs for earthquake-prone areas. Magazine of Civil Engineering. 2019. 92(8) pp. 84–95. Doi: 1018720/MCE.92.7.
6. Белаш Т.А., Иванова Ж.В. Исследование сейсмостойкости деревянных зданий // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2003. №2. С. 28–31.
7. Белаш Т.А., Иванова Ж.В. Обзор теоретических и экспериментальных исследований сейсмостойкости деревянных конструкций // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2006. №4. С. 50–54.

References

1. Polyakov S.V. Posledstviya sil'nykh zemletryasenij. M.: Strojizdat. 1978. 311 p. [In Russian]

2. Pat. 2340740 Rossijskaya Federaciya MPK E04C1/00. Stroitel'nye ehlementy v vide blokov ili inoj formy dlya sooruzheniya otдел'nykh chastej zdanij / Curikov A.M.; zayavitel' i patentoobladatel' Curikov Aleksandr Mikhajlovich. [Ehlektronnyj resurs]. zayavl. 21.11.2006; opubl. 10.12.2008.: 9 il. [In Russian]
3. Pat. 2461687 Rossijskaya Federaciya MPK E04C3/12, E04B1/10. Derevyannyj sbornyj ehlement i ograzhdayushchaya konstrukciya derevyannogo stroeniya, sobrannaya iz derevyannykh sbornykh ehlementov / Parfenov V.N.; zayavitel' i patentoobladatel' Parfenov Vasilij Nikolaevich. [Ehlektronnyj resurs]. zayavl. 18.01.2011; opubl. 20.09.2012.: 8 il. [In Russian]
4. Stroitel'stvo derevyannykh domov [Ehlektronnyj resurs]. Rezhim dostupa: <http://derevdoma.ru> - Zagl. s ehkrana. (data obrashcheniya: 27.12.2016) [In Russian]
5. Belash T.A., Ivanova Zh.V. Timber frame buildings with efficient junction designs for earthquake-prone areas. Magazine of Civil Engineering. 2019. 92(8) pp. 84–95. Doi: 1018720/MCE.92.7. [In Russian]
6. Belash T.A., Ivanova Zh.V. Issledovanie sejsmostojkosti derevyannykh zdanij. Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij. 2003, no.2, pp. 28–31. [In Russian]
7. Belash T.A., Ivanova Zh.V. Obzor teoreticheskikh i ehksperimental'nykh issledovanij sejsmostojkosti derevyannykh konstrukcij. Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij. 2006, no.4, pp. 50–54. [In Russian]

Информация об авторе /Information about author

Белаш Татьяна Александровна, доктор технических наук, профессор кафедры «Строительные сооружения, конструкции и материалы», АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация

Tatiana A. Belash, Doctor of Sciences (Engineering), Professor of the department "Building structures, structures and materials", JSC RCC. Moscow, Russian Federation

УДК 693.5

DOI [10.37153/2618-9283-2022-3-63-75](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-63-75)

Проектирование, строительство и реконструкция сейсмостойких зданий и сооружений

Обеспечение безопасности и надёжности каналов с облицовкой из бетона на местных заполнителях

Васильева Е.В.¹, Фёдоров В.М.²

¹Южно-Российский государственный политехнический университет им. М.И. Платова. Новочеркасск, Российская Федерация

²Новочеркасский инженерно-мелиоративный институт имени А. К. Кортунова – филиал Донского государственного аграрного университета. Новочеркасск, Российская Федерация

Аннотация: Статья посвящена проблеме обеспечения безопасности окружающей среды. Предложены технологические меры по предотвращению экологического ущерба компонентам окружающей среды, за счет снижения потерь на фильтрацию при транспортировке воды по каналам водохозяйственных систем в нормальных условиях эксплуатации и при сейсмических воздействиях. Большинство каналов на территории Ростовской области находится в неудовлетворительном состоянии, что приводит к подъему уровня грунтовых вод, засолению и заболачиванию прилегающих земель, подтоплению территорий, загрязнению мест проживания и снижению уровня жизни населения, разрушению структуры почвы, водной эрозии и смыву. Предложенные облицовки для каналов, выполненные из бетона на недорогих местных заполнителях, отвечают требованиям безопасности, сейсмостойкости и ресурсосбережения. Достигается это принудительным уплотнением бетонных смесей, на заполнителях с повышенным содержанием загрязняющих частиц, путем их (смесей) прессования или (и) укатки при производстве плит и устройстве облицовки, а дополнительный прирост прочностных и эксплуатационных свойств бетона, направленный, в том числе, и на снижение сейсмической реакции, обеспечивается снижением начального водосодержания смесей, посредством добавления в её состав пластификатора формиатно-спиртового.

Рекомендованные авторами меры, позволят значительно снизить потери подаваемой потребителям воды как в нормальных так и экстремальных условиях эксплуатации, предотвратить подтопление и загрязнение прилегающих территорий, улучшить условия жизни населения, остановить деградацию почв.

Ключевые слова: безопасность, надежность, сейсмостойкость, заболачивание, подтопление, экологический ущерб, облицовки каналов, бетон, прочность, заполнители

Для цитирования: Васильева Е.В., Фёдоров В.М. Обеспечение безопасности и надёжности каналов с облицовкой из бетона на местных заполнителях // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2022. №3. С.63–75

DOI: [10.37153/2618-9283-2022-3-63-75](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-63-75)

@ Е.В. Васильева, В.М. Фёдоров, 2022

Design, building and reconstruction of a seismic constructions

Ensuring the safety and reliability of channels lined with concrete on local aggregates

Elena V. Vasilyeva¹, Viktor M. Fedorov²

¹South Russian State Polytechnic University named after M.I. Platov.
Novocherkassk, Russian Federation

²Novocherkassk Engineering and Reclamation Institute named after A.K. Kortunov – branch
of Don State Agrarian University.
Novocherkassk, Russian Federation

Abstract: The article is devoted to the problem of ensuring the safety of the environment. Technological measures are proposed to prevent environmental damage to environmental components by reducing filtration losses during water transportation through the channels of water management systems under normal operating conditions and under seismic effects. Most of the canals in the Rostov region are in poor condition, which leads to a rise in the level of groundwater, salinization and waterlogging of adjacent lands, flooding of territories, pollution of places of residence and a decrease in the standard of living of the population, destruction of the soil structure, water erosion and washout. The proposed linings for channels, made of concrete on inexpensive local aggregates, meet the requirements of safety, seismic resistance and resource saving. This is achieved by forced compaction of concrete mixtures, on aggregates with a high content of polluting particles, by pressing them (mixtures) and (and) rolling in the production of slabs and cladding, and an additional increase in the strength and performance properties of concrete, directed, including including, and to reduce the seismic response, is provided by a decrease in the initial water content of mixtures by adding a formiate-alcohol plasticizer to its composition. The measures recommended by the authors will significantly reduce the loss of water supplied to consumers both under normal and extreme operating conditions, and prevent flooding and pollution of adjacent areas. Improve the living conditions of the population, stop soil degradation.

Keywords: safety, reliability, seismic resistance, swamping, flooding, environmental damage, channel linings, concrete, strength, aggregates

For citation: Vasilyeva E.V., Fedorov V.M. Ensuring the safety and reliability of channels lined with concrete on local aggregates [*Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii* = *Earthquake engineering. Constructions Safety*], 2022, no. 3, pp.63–75,

DOI: [10.37153/2618-9283-2022-3-63-75](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-63-75)

Введение. Безопасность, надёжность и сейсмостойкость каналов водохозяйственных систем в значительной степени зависят от их технического состояния. В настоящее время большинство из них, построенных и введенных в эксплуатацию в 50–70 годы прошлого столетия, находится в неудовлетворительном состоянии. В первую очередь, это касается каналов распределительной сети, протяженность которых измеряется тысячами километров. Только на Юге России протяженность таких каналов достигает 70 тыс. км и, в основном, выполнены они в земляных руслах, имея низкие показатели КПД и эксплуатационной надёжности. Так, например, Азовская система, введенная в эксплуатацию в 1952 году, имеет КПД сети – 0,46, Багаевско-Садковская – 0,54, Нижне-Донская и Мартыновская – 0,55, Манычская – 0,57, и т.д. В результате больш-

ших (около 50%) потерь транспортируемой воды происходят многочисленные экологические нарушения в виде подъема уровня грунтовых вод, засоления и заболачивания прилегающих земель на всей протяженности сети [1-3]. Из-за подтопления территорий и земельных массивов ухудшается и состояние близлежащих населенных пунктов, происходит загрязнение мест проживания и водоисточников, существенно влияющее на хозяйственную деятельность, уровень и комфортность жизни населения. Необратимые негативные процессы наблюдаются и в почве – разрушение структуры и агрегатности, осолонцевание, уменьшение содержания гумуса, образование закисного железа и оглеение, изменение состава обменных катионов, водная эрозия и смыв почвы, изменение рН, концентрации соды, токсичных газов в приземном слое, что может вызвать отравление у растений [2–5]. Для безопасной и надежной работы каналов водохозяйственных систем и минимизации, таким образом, экологического ущерба (вреда) компонентам окружающей среды, необходимо выполнение каналов в облицованных руслах. Наиболее эффективными и надежными признаны бетонные облицовки сборной и монолитной конструкции. В сравнении с другими они имеют больший срок службы, большую надежность и эффективность [6–8]. Учитывая масштаб проблемы, необходимы большие объемы бетона и бетонных работ. Поэтому, облицовки каналов следует выполнять не только качественно и надежно, но и сравнительно экономично, а значит, с использованием ресурсосберегающих технологий. Производство бетонных работ требует добычи, переработки и транспортировки большого количества минерального сырья. В условиях рыночной экономики затраты на эти работы должны быть минимизированы, так как основной задачей строительства, и водохозяйственного строительства в частности, является возведение объектов с наименьшими затратами. Как уже отмечалось, эта задача может быть решена с применением ресурсосберегающих технологий, позволяющих наряду с другими решать и вопросы использования в качестве сырья дешевых местных строительных материалов. Практически повсеместно имеются крупные месторождения некондиционных (по степени загрязнения пылевидными и глинистыми частицами) нерудных полезных ископаемых, которые сегодня рассматриваются, в том числе и как дополнительные источники сырья с целью получения заполнителей для бетона, который, по всей видимости, останется основным строительным материалом и в 21 веке [9–13].

На территории Южного федерального округа и, прежде всего, Ростовской области, к числу наиболее востребованных относятся нерудные материалы Потаповского, Быстрореченского и Жирновского месторождений. Щебень и высевка (отход дробления) из каменных пород этих месторождений пользуются наибольшим спросом в качестве заполнителей для бетона. И, если массовый спрос на щебень и высевку последних двух месторождений в обозримом будущем сомнений не вызывает, то перспективы щебня и высевки Потаповского месторождения, несмотря на их относительную дешевизну, не столь очевидны. И связано это, главным образом, с повышенным содержанием отрицательно влияющих на свойства бетона пылевидных и глинистых частиц, которых, в щебне и высевке Потаповского месторождения содержится в количестве, соответственно, 6,7% и 18,4% [12–14]. Поэтому, для обеспечения требуемых (или повышенных, при необходимости) прочностных и эксплуатационных свойств бетона, стремятся к использованию заполнителей с заметно меньшим содержанием пылевидных и глинистых частиц. Если по организационным, технологическим или каким-то иным причинам использование на практике таких (качественных) заполнителей не представляется возможным, то невысокое качество заполнителей компенсируют перерасходом цемента, что, во-первых, недопустимо, а во-вторых, ведет к удорожанию продукции [13,14].

Важным обстоятельством является и то, что в отличие от песков, обладающих относительно гладкой поверхностью и дающих подвижные и хорошо уплотняемые бетонные смеси, высевки, с повышенным содержанием пылевидных и глинистых частиц, не обеспечивают требуемой удобоукладываемости бетонной смеси и ее уплотнения при вибрировании, что отрицательным образом сказывается на прочностных и эксплуатационных свойствах бетона. Поэтому, в этих условиях увеличивают начальное водосодержание смеси, приводящее, однако, к перерасходу цемента, либо ищут другой, более эффективный способ уплотнения бетонной смеси [14].

Цель работы. Предотвращение экологического ущерба компонентам окружающей среды путем снижения потерь воды на фильтрацию за счет использования облицовок каналов из бетона, полученного принудительным прессованием или укатыванием бетонных смесей на некондиционных местных заполнителях и снижением их (смесей) начального водосодержания.

Материалы и методы. Результаты исследования. Для качественного уплотнения таких смесей рекомендуется использовать не вибрирование, а принудительное прессование или (и) укатывание. На рисунках 1 и 2 приведены схемы уплотнения бетонных смесей на заполнителях с повышенным содержанием пылевидных и глинистых частиц при бетонировании плит (для сборной конструкции облицовки) и каналов.

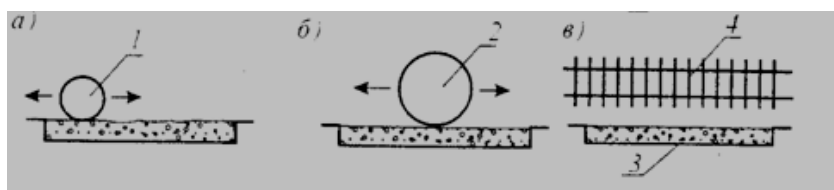


Рисунок 1 – Уплотнение бетонной смеси при формировании плит
 а) прессование смеси; б) укатывание смеси; в) подготовка к армированию; 1 – прессирующий валец; 2 – укатывающий валец; 3 – уплотненный слой смеси; 4 – межслойная арматура

Figure 1 – Compaction of the concrete mixture during the formation of slabs
 а) pressing of the mixture; б) rolling of the mixture; в) preparation for reinforcement; 1 – pressing roller; 2 – rolling roller; 3 – compacted layer of the mixture; 4 – interlayer reinforcement

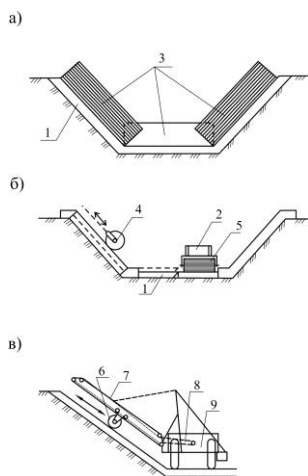


Рисунок 2 – Уплотнение бетонных смесей при бетонировании канала

а) уплотнение смеси трёхвальцовым катком; б) уплотнение смеси прицепным и двухвальцовым катком; в) уплотнение смеси навесным катком; 1 – слой бетонирования; 2 – двухвальцовый каток; 3 – трёхвальцовый каток; 4 – прицепной каток; 5 – валец катка; 6 – навесной каток; 7 – стрела; 8 – тяговые канаты; 9 – трактор

Figure 2 – Compaction of concrete mixtures during concreting of the channel
 а) compaction of the mixture with a three-roll roller; б) compaction of the mixture with a trailer and a two-roll roller; в) compaction of the mixture with a mounted roller; 1 – a layer of concrete; 2 – a two-roll roller; 3 – a three-roll roller; 4 – a trailer roller; 5 – a roller roller; 6 – a mounted roller; 7 – an arrow; 8 – traction ropes; 9 – tractor

Приготовление бетонной смеси следует осуществлять в бетоносмесителях принудительного действия. Продолжительность перемешивания не менее 60 с. Для доставки и укладки смеси могут использоваться автосамосвалы, бетоноукладчики, краны. Укладку и распределение бетонной смеси необходимо производить послойно. При формировании плит для сборной облицовки канала подачу смеси в металлическую форму следует производить автосамосвалами, а разравнивание – мобильным отвалом или бульдозером. При бетонировании каналов бетонную смесь по дну и откосам рекомендуется распределять укладочным бункером бетоноукладчика, размеры которого соответствуют размерам поперечного сечения канала, либо распределительными шнеками или скребковыми цепями. Уплотнение смеси следует производить вальцами или катками.

Для повышения прочностных и эксплуатационных свойств бетона плит и облицованного им русла канала, помимо рекомендованной технологии уплотнения таких смесей, дополнительно, целесообразно было бы снизить и начальное их (смесей) водосодержание. Осуществить это возможно за счет использования высокоэффективных пластифицирующих добавок, однако, чтобы не удорожать стоимость работ, желательно изыскать добавку из числа крупнотоннажных промышленных отходов [14].

В качестве добавки рекомендуется пластификатор формиатно-спиртовый (ПФС), являющийся побочным продуктом производства пентаэритрита, представляющий собой водный раствор формиата натрия, сиропобразующих веществ и полиспиртов – монопентаэритрита и полипентаэритритов. ПФС более чем на порядок дешевле С-3, СМФ, ЛСТМ и других подобных им суперпластификаторов, доставляется в виде водного раствора 40–50% концентрации по массе в бочках и цистернах. Транспортирование осуществляется автомобильным и железнодорожным транспортом [10,14].

Для выявления влияния физико-химического воздействия водного раствора ПФС на прочностные и эксплуатационные свойства бетона на заполнителях с повышенным содержанием пылевидных и глинистых частиц, использовался Новороссийский портландцемент марки 500, заполнителями служили кварцевый щебень фракции 5–20 мм Потаповского месторождения с содержанием пылевидных и глинистых частиц в количестве 6,7% и отход камнедробления кварцита фракции 0–5 мм (высевка) Потаповского месторождения с модулем крупности 2,48 с содержанием 18,4% пылевидных и глинистых частиц. Для решения рецептурно-технологических задач применялись методы теории планирования эксперимента с построением геометрического образа функции отклика способами линейной алгебры [15,16]. При этом соблюдались соотношения: $\text{Ц} + \text{Выс} = 950 \text{ кг/м}^3$, $\text{Щ} = 1270 \text{ кг/м}^3$, где: Ц, Выс, Щ – соответственно, расходы цемента, высевки, щебня.

Условия кодирования и варьирования факторов планируемого экспериментального исследования приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Кодирование и варьирование факторов

Table 1 – Coding and variation of factors

Факторы	Код X_i	Основной уровень, X_0 , %	Интервал варьирования, ΔX_i	Нижний уровень, «-»	Верхний уровень, «+»
Цемент	X_1	400	40	360	440
ПФС	X_2	3,0	2,0	1,0	5,0

Графический план эксперимента представлен на рисунке 3, а матрица планирования и условия эксперимента приведены в таблице 2.

Из рисунка 3 видно, что точки принятого плана эксперимента имеют координаты вершин правильного шестиугольника, построенного в пределах варьирования факторов ± 1 в кодированной форме. Выбранный план удобен тем, что переход от кодированных значений факторов к натуральным и наоборот можно осуществить графически по соответственным осям (см. рисунок 3). По результатам семи опытов (шесть вершин и центр шестиугольника) вычисляются неизвестные коэффициенты уравнения регрессии второго порядка [15,16]:

$$\hat{y}_R = b_0 + b_1X_1 + b_2X_2 + b_{11}X_1^2 + b_{22}X_2^2 + b_{12}X_1X_2, \quad (1)$$

где: $b_0 = (0y) - \sum_{i=1}^k(iiy)$; $b_i = 1/3(iy)$; $b_{ij} = 4/3(ijy)$;
 $b_{ii} = 2/3(iiy) + 5/6 \sum_{i=1}^k(iiy) - (0y).$ (2)

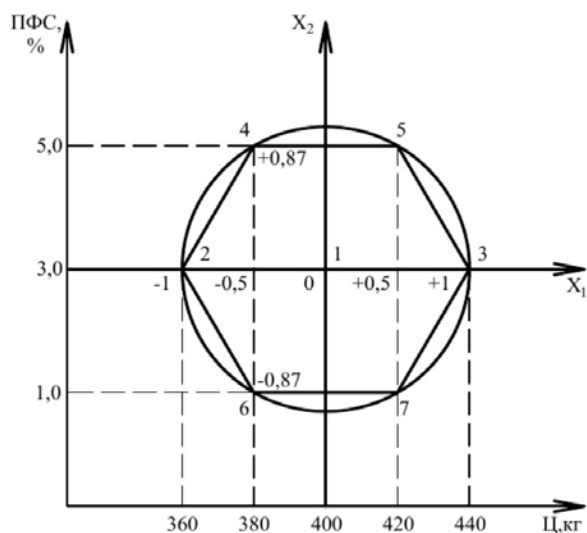


Рисунок 3 – План эксперимента на шестиугольнике

Figure 3 – Experiment plan on a hexagon

Таблица 2 – Матрица планирования и условия эксперимента

Table 2 – Planning matrix and experimental conditions

Номер опыта	План		X_1^2	X_2^2	X_1X_2	Факторы	
	X_1	X_2				X_1 (Ц)	X_2 (ПФС)
1	0	0	0	0	0	400	3,0
2	-1	0	1	0	0	360	3,0
3	1	0	1	0	0	440	3,0
4	-0,5	0,87	0,25	0,75	-0,43	380	5,0
5	0,5	0,87	0,25	0,75	0,43	420	5,0
6	-0,5	-0,87	0,25	0,75	0,43	380	1,0
7	0,5	-0,87	0,25	0,75	-0,43	420	1,0

По формулам (2) были подсчитаны коэффициенты уравнения регрессии второго порядка, расчётные значения которых приведены ниже:

$$\begin{aligned} b_0 &= 189,0 - (89,0 + 65,0) = 35,0; & b_1 &= 8,25/3 = 2,75; \\ b_2 &= 2,18/3 = 0,73; & b_{12} &= 4/3 \cdot (0,13) = 0,17; \\ b_{11} &= 2/3 \cdot (89,0) + 5/6 \cdot (89,0 + 65,0) - 189,0 = -1,40; \\ b_{22} &= 2/3 \cdot (65,0) + 5/6 \cdot (89,0 + 65,0) - 189,0 = -17,40. \end{aligned}$$

Для прочности бетона на сжатие после тепловлажностной обработки было получено регрессионное уравнение в нижеприведённом виде:

$$\hat{Y}_R = 35,0 + 2,75X_1 + 0,73X_2 - 1,40X_1^2 - 17,40X_2^2 + 0,17X_1X_2 \quad (3)$$

Регрессионный анализ модели (3) произведём после определения ошибки эксперимента и расчёта ошибок коэффициентов уравнения. С учётом трёхкратной повторности опытов, дисперсия воспроизводимости и ошибка проведённого эксперимента по воспроизводимости составят:

$$S_{zv}^2 = 0,27; \quad S_{zv} = \sqrt{0,27} = 0,519.$$

Таблица 3 – Расчёт ошибок коэффициентов

Table 3 – Calculation of coefficient errors

b_m	b_0	b_i	b_{ii}	b_{ij}
T_i	1,0	0,577	1,224	1,155
$T_i \cdot S_{zv}$	0,519	0,299	0,635	0,599
$t \cdot T_i \cdot S_{zv}$	0,914	0,527	1,118	1,055

где: T_i – расчётные коэффициенты для оценки ошибок коэффициентов регрессии;
 t – критерий Стьюдента, $t = 1,761$ [15].

Таблица 4 – Регрессионный анализ модели

Table 4 – Regression analysis of the model

b_m	Начальная модель	$b_{кр}$	Конечная модель	iju	$b_{ij}(iju)$
b_0	35,0	0,914	35,0	189,0	6615,0
b_1	2,75	0,527	2,75	8,25	22,69
b_2	0,73	0,527	0,73	2,18	1,59
b_{11}	-1,40	1,118	-1,40	89,0	-124,60
b_{22}	-17,40	1,118	-17,40	65,0	-1131,0
b_{12}	0,17	1,055	0	0,13	0

Сумма квадратов SS_{mod} :
 $SS_{mod} = 5383,68;$

$$SS_{эв} = S_{эв}^2 \cdot f_э = 0,27 \cdot N(n-1) = 0,27 \cdot 7(3-1) = 3,78;$$

Сумма квадратов $S = SS_{\text{мод}} + SS_{эв} = 5387,46$

Проводим проверку адекватности модели при риске $\alpha = 0,05$, и числе степеней свободы $f_{\text{на}} = 7 - 5 = 2$ и $f_{\text{на}} = N(n-1) = 14$.

Сумма квадратов $SS_{\text{на}}$:

$$SS_{\text{на}} = (yy) - (SS_{\text{мод}} + SS_{эв}) = 5388,45 - (5383,68 + 3,78) = 0,99,$$

– дисперсия неадекватности $S_{\text{на}}^2$:

$$S_{\text{на}}^2 = SS_{\text{на}} / f_{\text{на}} = 0,99 / (7-5) = 0,495,$$

– критерий Фишера:

$$F_a = S_{\text{на}}^2 / S_{эв}^2 = 0,495 / 0,27 = 1,83 ,$$

$$F_a = 1,83 < F_T = 3,76.$$

Таким образом, можно допустить, что математическая модель (4)

$$\hat{y}_R = 35,0 + 2,75X_1 + 0,73X_2 - 1,40X_1^2 - 17,40X_2^2 , \quad (4)$$

с риском $\alpha = 0,05$ адекватно описывает результаты эксперимента. Анализ модели (4) произведём после определения её типа и построения соответствующего ей геометрического образа. Для этого, воспользуемся общей теорией поверхностей второго порядка [15,16], принимая:

$$b_0 - y = a_0; b_{ij} = 2a_{ij}; b_i = 2a_i; b_{ii} = 2a_{ii} \quad (5)$$

Инварианты кривой второго порядка составят:

– сумма коэффициентов при квадратичных членах:

$$S = b_{11} + b_{22} = -1,4 - 17,4 = -18,8;$$

– определитель, составленный из коэффициентов при старших членах:

$$\delta = \begin{vmatrix} b_{11} & 0,5b_{12} \\ 0,5b_{12} & b_{22} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} -1,4 & 0 \\ 0 & -17,4 \end{vmatrix} = 24,36; \quad (6)$$

– определитель третьего порядка, составленный из всех коэффициентов:

$$\Delta = \begin{vmatrix} b_{11} & 0,5b_{12} & 0,5b_1 \\ 0,5b_{12} & b_{22} & 0,5b_2 \\ 0,5b_1 & 0,5b_2 & b_0 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} -1,4 & 0 & 1,375 \\ 0 & -17,4 & 0,365 \\ 1,375 & 0,365 & 35,0 \end{vmatrix} = 885,68 \quad (7)$$

Принимая во внимание, что $\delta > 0$, $\Delta \neq 0$, $S\Delta < 0$ уравнение (4) описывает эллиптическую поверхность отклика.

Используя инварианты (5), (6) и (7), приведём уравнение (4) к удобной для анализа и геометрической интерпретации канонической форме:

$$\lambda_1 \bar{X}_1^2 + \lambda_2 \bar{X}_2^2 + C = 0. \quad (8)$$

Коэффициенты канонической формы вычисляем через инварианты:

$$C = \frac{\Delta}{\delta} = \frac{885,68}{24,36} = 36,36, \quad (9)$$

$$\lambda_{1,2} = \frac{S}{2} \pm \sqrt{\frac{S^2}{4} - \delta} = -9,4 \pm 8,0; \quad (10)$$

$$\lambda_1 = -1,40; \lambda_2 = -17,40.$$

С геометрической точки зрения переход к уравнению (8) означает перенос начала

координат в центр кривой (поверхности) и поворот их на некоторый угол до совмещения с главными осями кривой (поверхностями) второго порядка. С учётом (9) и (10) каноническая форма уравнения (4) примет вид:

$$-1,40\bar{X}_1^2 - 17,40\bar{X}_2^2 + 36,36 = R_{ТВО} \quad (11)$$

а координаты центра поверхности отклика определяются по формулам:

$$\begin{aligned} \bar{X}_{01} &= \frac{\begin{vmatrix} -0,5b_1 & 0,5b_{12} \\ -0,5b_2 & b_{22} \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} b_{11} & 0,5b_{12} \\ 0,5b_{12} & b_{22} \end{vmatrix}} = \frac{\begin{vmatrix} -1,375 & 0 \\ -0,365 & -17,40 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} -1,40 & 0 \\ 0 & -17,40 \end{vmatrix}} = \frac{23,93}{24,36} = 0,98, \\ \bar{X}_{02} &= \frac{\begin{vmatrix} b_{11} & -0,5b_1 \\ 0,5b_{12} & -0,5b_2 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} b_{11} & 0,5b_{12} \\ 0,5b_{12} & b_{22} \end{vmatrix}} = \frac{\begin{vmatrix} -1,40 & -1,375 \\ 0 & -0,365 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} -1,40 & 0 \\ 0 & -17,40 \end{vmatrix}} = \frac{0,511}{24,36} = 0,021. \end{aligned} \quad (12)$$

Так как коэффициент b_{12} равен нулю, то нет поворота новых осей относительно первоначальных.

По канонической форме (11) полуоси эллипсов определяются из нижеследующих соотношений:

$$a = \sqrt{\frac{36,36 - R_{ТВО}}{1,40}}; \quad b = \sqrt{\frac{36,36 - R_{ТВО}}{17,40}}. \quad (13)$$

Задаваясь для функции отклика шагом $\Delta\hat{y}_R = 1,0$, получим ряд сечений, проекции которых на факторную плоскость будут эллипсами с полуосями, определяемыми по формулам (13).

$$\text{Для } R_{ТВО} = 36,3; a = \sqrt{\frac{36,36 - 36,3}{1,40}} = 0,21; b = \sqrt{\frac{36,36 - 36,3}{17,40}} = 0,06;$$

$$\text{Для } R_{ТВО} = 36,0; a = \sqrt{\frac{36,36 - 36,0}{1,40}} = 0,51; b = \sqrt{\frac{36,36 - 36,0}{17,40}} = 0,14 \text{ ; и т.д.}$$

Геометрический образ модели $\hat{y}_R (R_{ТВО})$ изображен на рисунке 4.

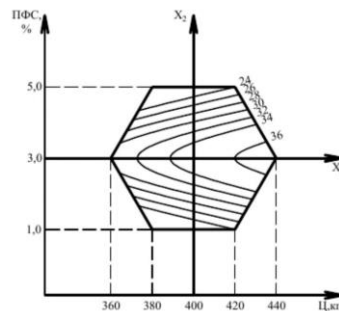


Рисунок 4 – Геометрический образ модели \hat{y}_R прочности бетона после тепловлажностной (ТВО) обработки

Figure 4 – Geometric image of the concrete strength model after heat and moisture (HME) treatment

Результаты и обсуждение. В пользу предложенных для плит и облицовки каналов бетонов свидетельствуют и результаты сравнительных испытаний бетонных образцов-кубов с расходами цемента 360 кг/м^3 и 430 кг/м^3 с такими же заполнителями, но без добавления в смесь пластификатора ПФС. Прочность образцов после ТВО, имеющих дозировку цемента в количестве 360 кг/м^3 , соответствовала $16,24 \text{ МПа}$, а в количестве 430 кг/м^3 – $21,8 \text{ МПа}$. При наличии в смеси пластификатора ПФС (3%), прочностные показатели бетонов с расходами цемента 360 кг/м^3 и 430 кг/м^3 , достигают, соответственно, $30,85 \text{ МПа}$ и $36,27 \text{ МПа}$. Такой (60–80%) прирост прочности объясняется тем, что пылевидные и глинистые частицы в присутствии пластификатора ПФС играют в смеси роль микрозаполнителя, способного выполнять функции дополнительных центров кристаллизации и проявлять дефлокулирующее действие в гидратирующейся системе «цемент-вода» [13,14].

Морозостойкость бетона оценивалась способностью выдерживать в насыщенном раствором соли состоянии многократное замораживание и оттаивание без внешних признаков разрушения и существенного снижения прочности [14]. Нормируемые характеристики определялись по результатам испытаний бетонных образцов-кубов с ребром 100 мм 28-суточного возраста. Насыщение и оттаивание образцов осуществлялось в ваннах с 5%-ным водным раствором хлорида натрия температурой 20°C , а замораживание – в морозильной камере, обеспечивающей достижение и поддержание температуры воздуха и среды замораживания минус 50°C . Состав бетона: Ц=430 кг/м^3 , Выс=520 кг/м^3 , Щ=1270 кг/м^3 , В=180 л/м^3 , ПФС=12,9 кг/м^3 .

Результаты испытаний при числе циклов попеременного замораживания и оттаивания – 37:

- среднее значение прочности R_{cp} контрольных образцов – $43,9 \text{ МПа}$, основных – $44,5 \text{ МПа}$;

- среднеквадратичное отклонение σ_n для контрольных образцов – $1,92 \text{ МПа}$, для основных – $1,32 \text{ МПа}$;

- коэффициент вариации V_m прочности для контрольных образцов – $4,37\%$, для основных – $2,97\%$;

- нижняя граница доверительного интервала прочности при критерии Стьюдента $2,57$ для контрольных образцов: $43,9 - 2,57 \cdot 1,92 = 38,97 \text{ МПа}$; для основных: $44,5 - 2,57 \cdot 1,32 = 41,11 \text{ МПа}$.

Таким образом, образцы бетона с упомянутым выше составом выдержали 37 циклов испытаний, что соответствует марки бетона по морозостойкости 300.

В результате проведенных исследований появляется возможность расширения сырьевой базы для производства сборных железобетонных плит и снижения стоимости работ при устройстве бетонных облицовок каналов водохозяйственных систем за счет использования в бетоне недорогих местных некондиционных заполнителей.

Выводы. Для безопасной и надежной работы каналов водохозяйственных систем и предотвращения, таким образом, экологического ущерба компонентам окружающей среды за счет минимизации потерь подаваемой потребителям воды в нормальных и в экстремальных условиях эксплуатации, предложены облицовки каналов из бетона на некондиционных местных заполнителях, полученного принудительным прессованием или(и) укатыванием бетонных смесей на заполнителях с повышенным содержанием пылевидных и глинистых частиц и, снижением их (смесей) начального водосодержания, посредством добавления в смесь пластификатора формиатно-спиртового, являющимся отходом производства пентаэритрита. Установлено положительное влияние предложенных мер на прочностные и эксплуатационные свойства бетона, отвечающего установленным требованиям. Методом планирования эксперимента получена полиноми-

альная модель второго порядка, адекватно на 5%-ном уровне значимости описывающая зависимость прочности бетона на местных заполнителях с повышенным содержанием загрязняющих частиц от расхода цемента и дозировки пластификатора ПФС: при расходе цемента от 360 до 440 кг/м³ дозировку пластификатора в виде водного раствора в количестве 3,0% от массы цемента следует считать оптимальной; добавление пластификатора ПФС в состав смеси повысило прочность бетона после тепловой обработки на 60–80%. Ускоренными испытаниями бетонных образцов на морозостойкость в растворе хлорида натрия подтверждено соответствие бетона на местных заполнителях с повышенным содержанием пылевидных и глинистых частиц марке 300.

Результаты проведенных исследований выявили возможность расширения сырьевой базы для формирования плит и устройства облицовки каналов водохозяйственных систем за счет использования в бетоне недорогих местных заполнителей с повышенным содержанием загрязняющих частиц.

Список литературы

1. Щедрин В.Н., Колганов А.В., Косиченко Ю.М. Эксплуатационная надежность оросительных систем. Ростов-на -Дону: Изд-во СКНЦВШ, 2004. 388 с.
2. Сенчуков Г.А. Мелиорация, рекультивация и охрана земель. Новочеркас. гос. мелиоратив. акад. Новочеркасск: НГМА, 2006. 307 с.
3. Щедрин В.Н. Проблемы и перспективы мелиорации на Нижнем Дону. Новочеркасск: ФГНУ «РосНИИПМ», 2000. 170 с.
4. Волосухин В.А., Бондаренко В.Л., Свистунов Ю.А. Безопасность гидротехнических сооружений. Краснодар: НГМА – КГАУ, 2001. 89 с.
5. Бондаренко В.Л., Ключкович З.А. Прогнозирование и методика расчёта ущерба при чрезвычайных ситуациях для объектов народного хозяйства: Учебное пособие. Ростов н/Д: Изд-во О.О.О. Тарра, 2001. 79 с.
6. Турлов А.Г. Строительство и реконструкция водохозяйственных сооружений: учебное пособие. Йошкар-Ола: ПГТУ, 2014. 113 с.
7. Голованов А.И. Основы природообустройства. М.: Колос. 2001. 262 с.
8. Косиченко Ю.М. Каналы переброски стока России. Новочеркасск: НГМА, 2004. 470 с.
9. Федоров В.М. Оценка надёжности водопроводящей сети оросительных систем // Научный журнал КубГАУ. 2011. № 65(01).
10. Федоров В.М., Васильева Е.В., Яковенко Е.А. Безопасные и надежные сооружения водохозяйственных систем из укатанных бетонов. Новочеркасск: Лик. 2019. 166 с.
11. Сиротин Ю.Г. Основы строительного производства: учебное пособие. Екатеринбург: УралГАХА, 2013. 169 с.
12. Розанов Н.П. Гидротехнические сооружения. М.: Агропромиздат, 1985. 431 с.
13. Маилян Р.Л. Бетон на карбонатных заполнителях. Ростовск. гос. универ. Ростов- на-Дону: РГУ, 1967. 272 с.
14. Баженов Ю.М., Комар А.Г. Технология бетонных и железобетонных сооружений. М.: Стройиздат, 1984. 671 с.
15. Вознесенский В. А. Статистические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях. М.: Финансы и статистика, 1981. 262 с.
16. Юдин М.И. Планирование эксперимента и обработка результатов. Краснодар: КГАУ, 2004. 239 с.

References

1. Shchedrin V.N., Kolganov A.V., Kosichenko Yu.M. Ehkspluatatsionnaya nadezhnost' orositel'nykh sistem. Rostov-na -Donu: Izd-vo SKNCVSH, 2004. 388 p. [In Russian]
2. Senchukov G.A. Melioratsiya, rekul'tivatsiya i okhrana zemel'. Novocherkas. gos. meliorativ. akad. Novocherkassk: NGMA, 2006. 307 p. [In Russian]
3. Shchedrin V.N. Problemy i perspektivy melioratsii na Nizhnem Donu. Novocherkassk: FGNU «RoSNIIPM», 2000. 170 p. [In Russian]
4. Volosukhin V.A., Bondarenko V.L., Svistunov Yu.A. Bezopasnost' gidrotekhnicheskikh sooruzhenij. Krasnodar: NGMA – KGAU, 2001. 89 p. [In Russian]
5. Bondarenko V.L., Klyukovich Z.A. Prognozirovanie i metodika raschyota ushcherba pri chrezvychajnykh situatsiyakh dlya ob'ektov narodnogo khozyajstva: Uchebnoe posobie. Rostov n/D: Izd-vo O.O.O. Tarra, 2001. 79 p. [In Russian]
6. Turlov A.G. Stroitel'stvo i rekonstruktsiya vodokhozyajstvennykh sooruzhenij: uchebnoe posobie. Joshkar-Ola: PGU, 2014. 113 p. [In Russian]
7. Golovanov A.I. Osnovy prirodoobustrojstva. M.: Kolos. 2001. 262 p. [In Russian]
8. Kosichenko Yu.M. Kanaly perebroski stoka Rossii. Novocherkassk: NGMA, 2004. 470 p. [In Russian]
9. Fedorov V.M. Otsenka nadyozhnosti vodoprovodyashchej seti orositel'nykh system. Nauchnyj zhurnal KuBGU. 2011, no. 65(01), pp.00–00. [In Russian]
10. Fedorov V.M., Vasil'eva E.V., Yakovenko E.A. Bezopasnye i nadezhnye sooruzheniya vodokhozyajstvennykh sistem iz ukatannykh betonov. Novocherkassk: Lik. 2019.166 p. [In Russian]
11. Sirotin Yu.G. Osnovy stroitel'nogo proizvodstva: uchebnoe posobie. Ekaterinburg: UralGAKHA, 2013. 169 p. [In Russian]
12. Rozanov N.P. Gidrotekhnicheskie sooruzheniya. M.: Agropromizdat, 1985. 431 p. [In Russian]
13. Mailyan R.L. Beton na karbonatnykh zapolnitelyakh. Rostovsk. gos. univer. Rostov-na-Donu: RGU, 1967. 272 p. [In Russian]
14. Bazhenov Yu.M., Komar A.G. Tekhnologiya betonnykh i zhelezobetonnykh sooruzhenij. M.: Strojizdat, 1984. 671 p. [In Russian]
15. Voznesenskij V.A. Statisticheskie metody planirovaniya ehksperimenta v tekhniko-ehkonomicheskikh issledovaniyakh. M.: Finansy i statistika, 1981. 262 p. [In Russian]
16. Yudin M.I. Planirovanie ehksperimenta i obrabotka rezul'tatov. Krasnodar: KGAU, 2004. 239 p. [In Russian]

Информация об авторах/Information about authors

Васильева Елена Викторовна, кандидат технических наук, доцент кафедры «Экология и промышленной безопасности» Южно-Российского государственного политехнического университета им. М.И. Платова. Новочеркасск, Российская Федерация

karalenka5@yandex.ru

Elena V. Vasilyeva, PhD, Associate Professor of the Department of Ecology and Industrial Safety, South Russian State Polytechnic University named after M.I. Platov.

Novocherkassk, Russian Federation

karalenka5@yandex.ru

Фёдоров Виктор Матвеевич, доктор технических наук, профессор кафедры «Техносферная безопасность и нефтегазовое дело» Новочеркасского инженерно-мелиоративного института имени А. К. Кортунова – филиала Донского государственного аграрного университета. Новочеркасск, Российская Федерация
viktor-fedorov1955@yandex.ru

Viktor M. Fedorov, Doctor of Sciences (Engineering), Professor of the "Technosphere Safety and Oil and Gas Business" Department, Novocherkassk Engineering and Reclamation Institute named after A.K. Kortunov – branch of Don State Agrarian University.
Novocherkassk, Russian Federation
viktor-fedorov1955@yandex.ru