



# СЕЙСМОСТОЙКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО БЕЗОПАСНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

ISSN 2618-9283

DOI 10.37153/2618-9283

EARTHQUAKE ENGINEERING. CONSTRUCTIONS SAFETY

04  
2021

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ЖУРНАЛ  
SCIENTIFIC AND TECHNICAL JOURNAL

[www.seismoconstruction.ru](http://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 21.04.2021 г. года под номером 2039.**

**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](mailto: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 21.04.2021 listed under the 2039 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 Institutskaya, house 6, building 37. Phone: 8-499-174-75-82; 8-499-174-70-65. E-mail: [info@raee.su](mailto: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)

**Khachiyani 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

№ 4 – 2021

### **Теоретические и экспериментальные исследования**

**Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Щедрин О.С.** 8

Уточнение коэффициента ответственности  $K_0$  при расчете на сейсмостойкость для отдельных конструктивных элементов (колонн) многоэтажных монолитных железобетонных каркасных зданиях (в порядке обсуждения)

**Разяпов Р.В.** 19

AR технологии в строительном производстве

**Тонких Г.П., Чесноков Д.А.** 28

Влияние податливости анкерных упоров на сейсмостойкость сталежелезобетонного перекрытия

**Шарков В.П.** 36

О возможности перераспределения нагрузок от заполнителя в силосах в результате сейсмических воздействий

### **Мониторинг и паспортизация зданий и сооружений**

**Лапин В.А., Алдахов Е.С., Алдахов С.Д., Али А.Б.** 50

Вероятностная оценка величин надежности и отказа для монолитных зданий по результатам паспортизации

Фото обложки номера из открытых источников

## CONTENTS

### № 4 – 2021

#### ***Theoretical and Experimental Studies***

- Trekin N.N., Kodysh E.N., Shchedrin O.S.** **8**  
Clarification of the coefficient of responsibility  $K_0$  when calculating earthquake resistance for individual structural elements (columns) of multi-storey monolithic reinforced concrete frame buildings (in the order of discussion).
- Raziapov R.V.** **19**  
Application of augmented reality methods in construction
- Tonkikh G.P., Chesnokov D.A.** **28**  
The influence of the shear connectors ductility on the seismic resistance of composite steel-concrete floors
- Sharkov V. P.** **36**  
On the possibility of redistribution of loads from the aggregate in silos as a result of seismic impacts
- #### ***Monitoring and certification of seismic constructions***
- Lapin V.A., Aldakhov E.S., Aldakhov S.D., Ali A.B** **50**  
Probabilistic estimation of reliability and failure values for monolithic buildings based on the results of certification

Cover photo of the issue from the open sources



УДК 624.94.012.45

DOI [10.37153/2618-9283-2021-4-8-18](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-4-8-18)

### ***Теоретические и экспериментальные исследования***

**Уточнение коэффициента ответственности  $K_0$  при расчете на сейсмостойкость для отдельных конструктивных элементов (колонн) многоэтажных монолитных железобетонных каркасных зданиях (в порядке обсуждения)**

**Трекин Н.Н.<sup>1</sup>, Кодыш Э.Н.<sup>2</sup>, Щедрин О.С.<sup>3</sup>**

<sup>1</sup> ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет «НИУ МГСУ»

<sup>2,3</sup> АО ЦНИИПромзданий

**Аннотация:** Приводится анализ нормативных документов Российской Федерации в части требований по учету ответственности зданий и сооружений при расчете на сейсмические воздействия. Для обсуждения предлагается подход к дифференцированному назначению коэффициента ответственности  $K_0$  для отдельных конструктивных элементов (колонн) многоэтажного монолитного железобетонного каркасного здания при определении расчетных сейсмических нагрузок. По результатам расчетов на аварийную расчетную ситуацию, связанную с предполагаемым начальным локальным разрушением колонны с учетом ее различного расположения в плане и по высоте для колонн определяются значения коэффициентов значимости местоположения в плане и расположения по высоте с учетом анализа расчетных объемов разрушений и далее используются для уточнения значений коэффициентов ответственности  $K_0$ .

**Ключевые слова:** ответственность несущей конструкции, каркасные здания, монолитный железобетон, механическая безопасность, коэффициент значимости, объем разрушений

**Для цитирования:** Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Щедрин О.С. Уточнение коэффициента ответственности  $K_0$  при расчете на сейсмостойкость для отдельных конструктивных элементов (колонн) многоэтажных монолитных железобетонных каркасных зданиях (в порядке обсуждения) // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2021. № 4. С. 8-18.

DOI: [10.37153/2618-9283-2021-4-8-18](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-4-8-18)

### ***Theoretical and experimental studies***

**Clarification of the coefficient of responsibility  $K_0$  when calculating earthquake resistance for individual structural elements (columns) of multi-storey monolithic reinforced concrete frame buildings (in the order of discussion)**

**Trekin N.N.<sup>1</sup>, Kodysh E.N.<sup>2</sup>, Shchedrin O.S.<sup>3</sup>**

<sup>1</sup> National Research Moscow State University of Civil Engineering "NRU MGSU"

<sup>2,3</sup> Joint-Stock Company Central Research and Design and Experimental Institute (JSC Tsniipromzdaniy)

@ Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Щедрин О.С., 2021

**Abstract:** The analysis of the regulatory documents of the Russian Federation in terms of the requirements for accounting for the responsibility of buildings and structures when calculating for seismic impacts is given. For discussion, an approach is proposed to the differentiated assignment of the responsibility coefficient  $K_0$  for individual structural elements (columns) of a multi-storey monolithic reinforced concrete frame building when determining calculated seismic loads. Based on the results of calculations for an emergency settlement situation associated with the expected initial local destruction of the column, taking into account its different location in the plan and height for the columns, the values of the coefficients of significance of the location in the plan and the location in height are determined, taking into account the analysis of the calculated volumes of destruction, and are further used to clarify the values of the coefficients of responsibility  $K_0$ .

**Keywords:** responsibility of the load-bearing structure, frame buildings, monolithic reinforced concrete, mechanical safety, significance coefficient, volume of destruction

**For citation:** Trekin N.N., Kodysh E.N., Shchedrin O.S. Clarification of the coefficient of responsibility  $K_0$  when calculating earthquake resistance for individual structural elements (columns) of multi-storey monolithic reinforced concrete frame buildings (in the order of discussion). *Seismostoykoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety*. 2021, no. 4, pp. 8-18. (In Russian)  
DOI: [10.37153/2618-9283-2021-4-8-18](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-4-8-18)

## Введение

На значительной территории Российской Федерации ранее неоднократно происходили землетрясения. Фиксируются они и в настоящее время, а также существует вероятность их возникновения в будущем. Данный вид опасных природных процессов может приводить к повреждению или разрушению как отдельных строительных конструкций, так и здания или сооружения в целом. Состояние строительных конструкций и основания здания или сооружения, при котором отсутствует недопустимый риск гибели или причинения вреда здоровью граждан, имуществу физических или юридических лиц, государственному или муниципальному имуществу, окружающей среде, жизни и здоровью животных и растений вследствие разрушения или потери устойчивости здания, сооружения или их части называется механической безопасностью [1]. Для обеспечения механической безопасности строительных конструкций здания (сооружения) на площадках с расчетной сейсмичностью 7 и более баллов в расчетах следует учитывать сейсмические воздействия в соответствии с требованиями нормативных документов [2-6].

В нашей стране с 1951 года и по настоящее время для расчетов конструкций и оснований применяется метод предельных состояний (метод частных коэффициентов), который предусматривает использование для учета различных факторов систему коэффициентов надежности (частных коэффициентов). Данные коэффициенты учитывают различные факторы по отдельности (неблагоприятные отклонения значений нагрузок, характеристик материалов и расчетной схемы конструкций здания или сооружения от реальных условий его эксплуатации), а также уровень ответственности зданий и сооружений. Они подразделяются соответственно на четыре основные типа: коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$ , коэффициенты надежности по материалу  $\gamma_m$ , коэффициенты условий работы  $\gamma_c$  и коэффициенты надежности по ответственности сооружений  $\gamma_n$  [7].

Применяемые в отечественных нормах первые три из вышеуказанных типов коэффициентов ( $\gamma_f$ ,  $\gamma_m$ ,  $\gamma_c$ ) использовались изначально. Так, уже в первой редакции

строительных норм и правил [8] использовались коэффициенты перегрузки ( $n$ ), коэффициенты однородности ( $k$ ), коэффициенты условий работы конструкций или оснований ( $m$ ), которые хоть носили иные названия, но имели схожий смысл соответственно с коэффициентами  $\gamma_f, \gamma_m, \gamma_c$ . Требования к ним более детально прописаны в соответствующих нормативных документах. Следует отметить, что коэффициент надежности по ответственности сооружений  $\gamma_n$  был введен в 1988 году в [9] по прошествии почти 30 лет со времени появления в строительных нормах и правилах метода предельных состояний. В 2014 году в нормах Российской Федерации [7] была предусмотрена возможность дифференцирования уровня ответственности и соответственно коэффициента надежности по ответственности для отдельных конструкций в составе здания (сооружения), однако конкретные требования в этой части до сих пор отсутствуют. Таким образом, в настоящее время актуальна проблема определения ответственности отдельных несущих конструкций зданий (сооружений). Решение этой проблемы будет способствовать повышению уровня безопасности и оптимизации стоимости объектов строительства, в том числе расположенных в сейсмических районах.

По причине большого практического значения и актуальности данной проблемы для профессионального сообщества – изыскателей, проектировщиков, экспертов, заказчиков, отечественные нормативные документы нуждаются в дополнении конкретными требованиями в части определения значений коэффициентов надежности по ответственности отдельных конструктивных элементов. Данные требования должны содержать перечень различных факторов, оказывающих влияние на значения коэффициентов надежности по ответственности конструктивного элемента. Кроме того, необходимы методики оценки и учета данных факторов, а также положения по классификации конструктивных элементов по уровню ответственности.

Так как в соответствии с Приказом Минстроя №27/пр от 29.01.2021 «Об отмене Изменения №1 СП 14.13330.2018 «СНиП II-7-81\* Строительство в сейсмических районах» данный документ отменен и в настоящее время активно ведется работа по внесению изменений №2 в СП 14.13330 то целесообразно в данной редакции уточнить некоторые требования в части определения коэффициента ответственности  $K_0$ .

### **Анализ требований нормативных документов Российской Федерации в части требований по учету ответственности при расчете на сейсмические воздействия**

В настоящее время в соответствии с требованиями нормативных документов Российской Федерации при выполнении расчетов по методу предельных состояний ответственность зданий и сооружений учитывается с помощью коэффициента надежности по ответственности  $\gamma_n$ , на который умножаются эффекты воздействия (нагрузочные эффекты).

Общие требования к определению данного коэффициента приведены в [1] и [7]. В данных документах установлены минимальные значения коэффициентов надежности по ответственности см. Таблицу 1. Коэффициент надежности по ответственности допускается принимать равным единице при расчете по второй группе предельных состояний, а правила учета уровня ответственности строительных объектов при расчете на особые сочетания нагрузок устанавливаются в нормах проектирования конструкций или в задании на проектирование объекта [7].

Таблица 1 – Минимальные значения коэффициента надежности по ответственности

Table 1 – Minimum values of the reliability coefficient of responsibility

Класс сооружений	Уровень ответственности	Минимальные значения коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n$
КС-3	Повышенный	1,1
КС-2	Нормальный	1,0
КС-1	Пониженный	0,8

Примечание - Для зданий высотой более 250 м и большепролетных сооружений (без промежуточных опор) с пролетом более 120 м коэффициент надежности по ответственности следует принимать не менее 1,2 ( $\gamma_n = 1,2$ ).

В соответствии с требованиями последней редакцией свода правил СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах» [6] при назначении коэффициентов ответственности  $K_0$  для расчетов на сейсмостойкость следует выбирать максимальным из указанных в ГОСТ 27751-2014 [7] и в таблице 5.3 СП 14.13330.2018 [6]. В этом нормативном документе была напрямую обозначена в явном виде прямая связь между коэффициентом  $K_0$  и  $\gamma_n$ . Значение коэффициента  $K_0$  изменяется в зависимости от назначения здания или сооружения и находится в следующем диапазоне:

- для проектного расчета от 0,8 до 1,2;
- для поверочного расчета от 1,0 до 1,4.

Следует отметить, что с учетом требований предыдущих редакций данного свода правил [3-5] максимальные значения коэффициента  $K_0$  для поверочного расчета стали ниже соответствующих максимальных значений для МРЗ и КЗ на 43 %. Для справки в Таблице 2 приведены минимальные и максимальные значения коэффициента  $K_0$  предусмотренных сводом правил «Строительство в сейсмических районах» СП 14.13330 в различных редакциях.

Таблица 2 - Сравнение минимальных/максимальных значений коэффициента  $K_0$ , предусмотренных сводом правил «Строительство в сейсмических районах» СП 14.13330 в различных редакциях

Table 2 - Comparison of the minimum/maximum values of the  $K_0$  coefficient provided by the set of rules "Construction in seismic areas" SP 14.13330 in various editions

СП 14.13330.2011	СП 14.13330.2014		СП 14.13330.2018		СП 14.13330.2018 Изм.1	
	ПЗ	МРЗ	РЗ	КЗ	Проектный расчет	Поверочный расчет
0,75-2,0	0,8-1,2	1,0-2,0	0,8-1,2	1,0-2,0	0,8-1,2	1,0-1,4

Как уже было сказано ранее, в ГОСТ 27751-2014 впервые были приведены положения, в соответствии с которыми для разных конструктивных элементов сооружений допускается устанавливать различные уровни ответственности и соответственно назначать различные значения коэффициента надежности по ответственности [7].

Отсутствие четких правил определения значений коэффициента надежности по ответственности для отдельных конструктивных элементов создает значительные трудности при проведении государственной экспертизы. Так, некоторые проектировщики трактуют данный пункт так, что для зданий и сооружений повышенного уровня ответственности можно принимать для некоторых конструктивных элементов (в том числе и основных несущих конструкций колонн, стен и т.д.) значения коэффициента надежности 1,0 и меньше. Экспертиза же вынуждена требовать учета в расчетах как минимум одинакового коэффициента надежности для всех несущих конструкций здания или сооружения, принимаемого не менее тех значений, которые предусмотрены нормативными документами. Очевидно, что действующие нормы нуждаются в дополнении по данному вопросу.

*Предложения (в порядке обсуждения) по уточнению коэффициента надежности по ответственности  $\gamma_n$  и коэффициента  $K_0$  при расчете на сейсмостойкость для отдельных конструктивных элементов (колонн) многоэтажных монолитных железобетонных каркасных зданиях*

Для получения данных, достаточных для обоснования внесения изменений и дополнений в нормативные документы, авторами в [13,14] была предложена методика определения ответственности отдельной колонны в рамках численного эксперимента. Ответственность отдельной колонны определяется с учетом результатов расчета на прогрессирующее обрушение здания или сооружения при начальном локальном разрушении этой колонны с учетом объема «разрушений» конструктивных других конструктивных элементов. Разрушенными принимаются те элементы, для которых не выполняются требования пп. 4.1-4.2 и п.4.4 СП 385.1325800.2018 [12] при «стандартном армировании» данных элементов. «Стандартным армированием» считается такое армирование, которого достаточно для восприятия усилий при нормальной эксплуатации.

По данной методике в работе [14] для 12-этажного здания с монолитным железобетонным каркасом в результате серии расчетов получены коэффициенты использования в режиме «Экспертиза железобетона» для каждого из рассматриваемого вариантов, связанного с выходом из строя поочередно каждой колонны на каждом этаже. Далее для каждой из колонн определены коэффициенты значимости местоположения в плане  $k_{plij}$  и по высоте  $k_{fl}$ . План типового этажа здания приведен на рисунке 1, общий вид расчетной схемы приведен на рисунке 2. Результаты экспертизы железобетонных конструкций для всей модели в целом и для перекрытия первого этажа при расчете на аварийную ситуацию при разрушении колонн первого этажа в осях А-В/1-4 приведен на рисунке 3 (красным цветом показаны элементы, для которых коэффициент использования сечения превышает 1).

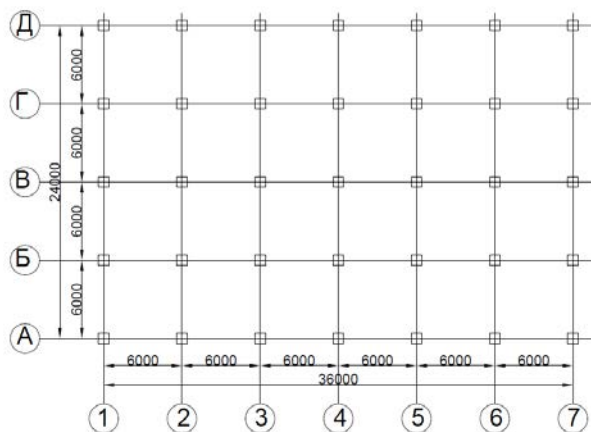


Рисунок 1 – План типового этажа здания

Figure 1 – Plan of a typical floor of a building

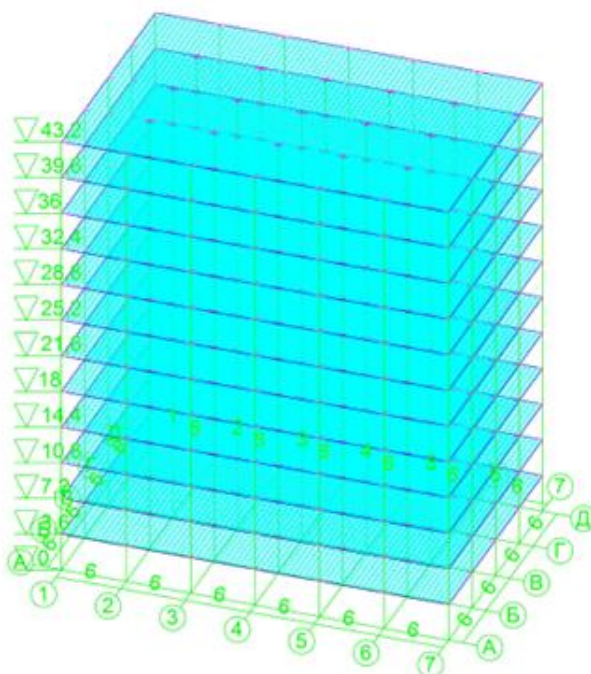


Рисунок 2 – Общий вид расчетной схемы

Figure 2 – General view of the design scheme

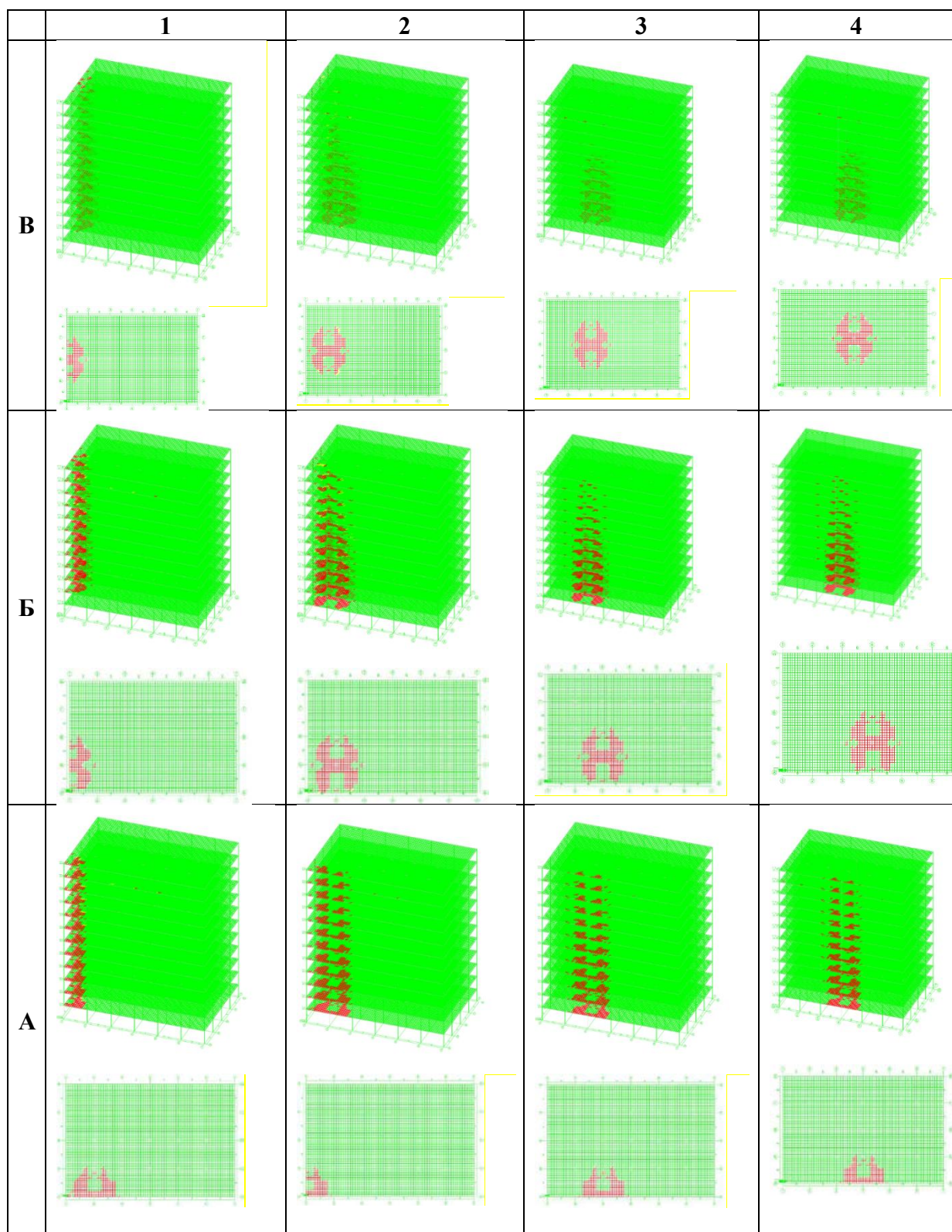


Рисунок 3 – Результаты экспертизы железобетонных конструкций при расчете на аварийную ситуацию при разрушении колонн 1-го этажа в осях А-В/1-4

Figure 3 – The results of the examination of reinforced concrete structures in the calculation of an emergency situation in the destruction of the columns of the 1st floor in the axes A-B/1-4

Графики изменения коэффициента значимости местоположения в плане ( $k_{plij}$ ) представлены на рисунке 4.

Коэффициент значимости местоположения в плане ( $k_{plij}$ ) характеризует относительный объем разрушений в пределах этажа. Он определен как частное от деления объема последующего разрушения конструктивных элементов здания, вследствие начального локального разрушения колонн расположенных на пересечении осей  $i$  и  $j$  в пределах типового этажа на максимально возможный объем разрушений в пределах рассматриваемого этажа. Данный коэффициент изменяется в пределах от 0,48 до 1,00.

Коэффициент значимости расположения по высоте ( $k_{plij}$ ) характеризует относительный объем разрушений, расположенных на пересечении осей  $i$  и  $j$  по высоте. Он определен как частное от деления объема последующего разрушения конструктивных элементов здания, вследствие начального локального разрушения колонн, расположенных на пересечении осей  $i$  и  $j$  на этаже  $f$  на максимально возможный объем разрушений соответствующее начальному разрушению колонны первого этажа расположенную на пересечении этих осей. Данный коэффициент изменяется в пределах от 1,00 до 0,5.

Данные коэффициенты могут быть использованы для определения дифференцированных значений коэффициентов надежности по ответственности для отдельных колонн при выполнении расчетов на нормальную эксплуатацию, выполнении расчетов на аварийную расчетную ситуацию (расчеты защиты от прогрессирующего обрушения), расчетов с учетом сейсмических и других особых воздействий.

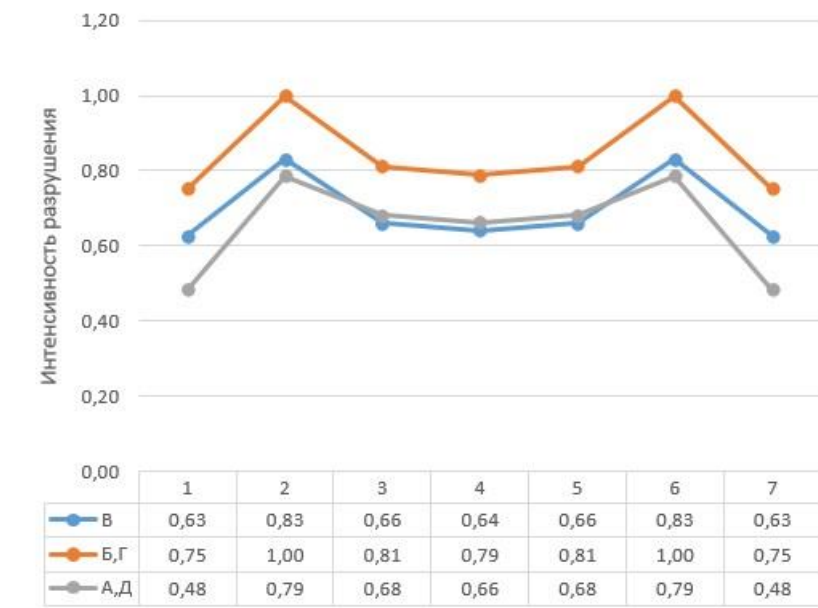


Рисунок 4 – Графики изменения коэффициента значимости местоположения в плане ( $k_{plij}$ )

Figure 4-Graphs of changes in the coefficient of significance of the location in the plan ( $k_{plij}$ )



## Заключение

Из анализа результатов расчетов можно сделать следующие выводы:

- 1) число разрушенных элементов и соответственно площадь разрушения зависит от расположения в плане и по высоте удаляемой колонны;
- 2) относительный объем разрушений вследствие начального локального разрушения колонн одинаково расположенных в плане (на пересечении одних и тех же осей) идентичен;
- 3) число разрушаемых элементов здания при начальном локальном разрушении колонн, имеющих одинаковое расположение в плане, линейно уменьшается от первого до двенадцатого этажа;
- 4) ответственность отдельной колонны, расположенной на пересечении осей  $i$  и  $j$  в рассматриваемом здании на этаже  $f$  следует определять с учетом полученных значений коэффициентов местоположения в плане ( $k_{pl\ ij}$ ) и коэффициента расположения по высоте ( $k_{п\ ij}$ ).

С учетом вышеизложенного для более полного учета всех факторов при расчете на сейсмостойкость многоэтажных монолитных железобетонных каркасных зданий, значения коэффициента ответственности для отдельных конструктивных элементов (колонн), расположенных на пересечении осей  $i$  (1,2,3,4,5,6,7) и  $j$  (А, Б, В, Г, Д) в рассматриваемом здании на этаже  $f$  (1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12), предлагается определять по формуле

$$K_{0\ kijf} = \gamma_n \cdot f \cdot (P_{ijf} \cdot k_{pl\ ij} \cdot k_{п\ ij}), \quad (1)$$

где

$K_{0\ kijf}$  – коэффициент ответственности колонны, расположенной на пересечении осей  $i$  (1,2,3,4,5,6,7) и  $j$  (А, Б, В, Г, Д) на этаже  $f$  (1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12);

$\gamma_n$  – коэффициент надежности по ответственности здания (сооружения) в целом;

$P_{ijf}$  – вероятность разрушения колонны, расположенной на пересечении осей  $i$  (1,2,3,4,5,6,7) и  $j$  (А, Б, В, Г, Д) на этаже  $f$  (1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12);

$k_{pl\ ij}$  – коэффициент местоположения в плане;

$k_{п\ ij}$  – коэффициент расположения по высоте.

Отмечается, что вопросы, связанные с определением вероятности разрушения колонны ( $P_{ijf}$ ) требуют дальнейших исследований и проработки, равно как и вопросы уточнения классификации зданий и сооружений по уровню ответственности.

Уточнение коэффициентов надежности по ответственности отдельных конструктивных элементов послужит дальнейшему совершенствованию метода предельных состояний и поможет в решении оптимизационной задачи с целью определения разумного, сбалансированного единовременного уровня затрат, позволяющего обеспечить требуемую надежность строительных объектов и уменьшить возможные последствия их отказов.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Федеральный закон от 30.12.2009 №384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»
2. СНиП II-7-81\* «Строительство в сейсмических районах»
3. СП 14.13330.2011 «Строительство в сейсмических районах»
4. СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах»
5. СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах»
6. СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах» изм. 1.

7. ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения».
8. Строительные нормы и правила [Текст]: Изд. офиц. / Гос. ком. Совета Министров СССР по делам стр-ва. Москва: Госстройиздат, 1961. 403 с.
9. ГОСТ 27751-88 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения»
10. Отставнов В.А., Смирнов А.Ф., Райзер В.Д., Сухов Ю.Д. Учет ответственности зданий и сооружений в нормах проектирования строительных конструкций // Строительная механика и расчет сооружений.1981.№1.С.11-14.
11. ГОСТ Р 54257-2010 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования»
12. СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Основные положения» (изменение 1 вступило в силу 15.05.2020)
13. Келасьев Н.Г., Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Терехов И.А., Рэуцу А.В., Шмаков С.Д. Возможный подход к определению коэффициента значимости строительных конструкций // Промышленное и гражданское строительство.2020.№11.С.99-104.
14. Трекин Н.Н., Щедрин О.С. Определение ответственности колонн в многоэтажном монолитном железобетонном каркасном здании с учетом их расположения в плане и по высоте. Инновации в строительстве – 2020 [Электронный ресурс]: сборник докладов Международной научно-практической конференции, посвященной 60-летию строительного института ФГБОУ ВО «БГИТУ» (г. Брянск, 25 декабря 2020 г.) / Министерство науки и высшего образования Российской Федерации, Брянский государственный инженерно-технологический университет, строительный институт. Брянск, 2020. С.429-434.
15. Пичугин С.Ф., Семко А.В., Махинько А.В. К определению коэффициента надежности по назначению с учетом рисков в строительстве. Известия высших учебных заведений: строительство. 2005. №11-12 (563-564). С.104-109.

## REFERENCES

1. Federal'nyy zakon ot 30.12.2009 №384-FZ «Tehnicheskij reglament o bezopasnosti zdaniy i sooruzheniy» (In Russian)
2. SNiP II-7-81\* «Stroitel'stvo v seysmicheskikh rayonah» (In Russian)
3. SP 14.13330.2011 «Stroitel'stvo v seysmicheskikh rayonah» (In Russian)
4. SP 14.13330.2014 «Stroitel'stvo v seysmicheskikh rayonah» (In Russian)
5. SP 14.13330.2018 «Stroitel'stvo v seysmicheskikh rayonah» (In Russian)
6. SP 14.13330.2018 «Stroitel'stvo v seysmicheskikh rayonah» izm. 1 (In Russian)
7. GOST 27751-2014 «Nadejnost' stroitel'nyh konstrukcij i osnovanij. Osnovnye polojeniya» (In Russian)
8. Stroitel'nye normy i pravila [Tekst] : Izd. ofic. / Gos. kom. Soveta Ministrov SSSR po delam str-va. Moskva : Gosstroyizdat. 1961. 403 p . (In Russian)
9. GOST 27751-88 «Nadejnost' stroitel'nyh konstrukcij i osnovanij. Osnovnye polojeniya» (In Russian)
10. Otstavnov V.A., Smirnov A.F., Rayzer V.D., Suhov Yu.D. Uchet otvetstvennosti zdaniy i sooruzheniy v normah proektirovaniya stroitel'nyh konstrukcij. Stroitel'naya mehanika i raschet sooruzheniy. 1981, no.1, pp. 11-14. (In Russian)
11. GOST R 54257-2010 «Nadejnost' stroitel'nyh konstrukcij i osnovanij. Osnovnye polojeniya i trebovaniya» (In Russian)
12. SP 385.1325800.2018 "Zaschita zdaniy i sooruzheniy ot progressiruyuschego obrusheniya. Osnovnye polojeniya" (izmenenie 1 vstupilo v silu 15.05.2020) (In Russian)

13. Kelas'ev N.G., Kodysh E.N., Trekin N.N., Terehov I.A., Reucu A.V., Shmakov S.D. *Vozmojnyy podhod k opredeleniyu koefficienta znachimosti stroitel'nyh konstrukciy. Promyshlennoe i grajdanskoe stroitel'stvo.* 2020, no.11, pp .99-104. (In Russian)
14. Trekin N.N., Schedrin O.S. *Opredelenie otvetstvennosti kolonn v mnogoetajnom monolitnom jelezobetonnom karkasnom zdanii s uchetom ih raspolozheniya v plane i po vysote Innovacii v stroitel'stve – 2020 [Elektronnyy resurs]: sbornik dokladov Mejdunarodnoy nauchno-prakticheskoy konferencii, posvyaschennoy 60-letiyu stroitel'nogo instituta FGBOU VO «BGITU» (g. Bryansk, 25 dekabrya 2020 g.) / Ministerstvo nauki i vysshego obrazovaniya Rossiyskoy Federacii, Bryanskiy gosudarstvennyy inzhenerno-tehnologicheskiiy universitet, stroitel'nyy institut.* Bryansk, 2020, pp.429-434. (In Russian)
15. Pichugin S.F., Semko A.V., Mahin'ko A.V. *K opredeleniyu koefficienta nadejnosti po naznacheniyu s uchetom riskov v stroitel'stve. Izvestiya vysshih uchebnyh zavedeniy: stroitel'stvo.* 2005, No.11-12 (563-564), pp. 104-109. (In Russian)

#### **Информация об авторах / Information about the authors:**

**Трекин Николай Николаевич**, доктор технических наук, профессор, ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет «НИУ МГСУ» Ярославское шоссе дом 26, город Москва, 129337, e-mail: nik-trekin@yandex.ru, +79037946438

**Trekin Nikolay N.**, Doctor of Technical Sciences, Professor, National Research Moscow State University of Civil Engineering "NRU MGSU", Yaroslavskoe shosse house 26, Moscow, 129337, e-mail: nik-trekin@yandex.ru, +79037946438

**Кодыш Эмиль Наумович**, доктор технических наук, профессор, Акционерное общество Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт (АО ЦНИИПромзданий), Дмитровское ш., д.46/2, г. Москва, 127238, e-mail: otk@yandex.ru, +79037946437

**Kodysh Emil N.**, Doctor of Technical Sciences, Professor, Joint-Stock Company Central Research and Design and Experimental Institute (JSC Tsniipromzdaniy), Dmitrovskoe sh., 46/2, Moscow, 127238, e-mail: otk@yandex.ru, +79037946437

**Щедрин Олег Сергеевич**, аспирант АО «ЦНИИПромзданий», Дмитровское ш., д.46/2, г. Москва, эл. почта oshedrin@mail.ru, моб. тел. +7-916-391-05-83)

**Shchedrin Oleg S.**, postgraduate student of JSC "Tsniipromzdaniy", Dmitrovskoe sh., 46/2, Moscow, e-mail oshedrin@mail.ru, mobile phone: +7-916-391-05-83)

УДК 69.05

DOI [10.37153/2618-9283-2021-4-19-27](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-4-19-27)

### **Теоретические и экспериментальные исследования**

#### **AR технологии в строительном производстве.**

**Разяпов Р. В.<sup>1</sup>**

<sup>1</sup>ФГБОУ ВО «Уфимский государственный нефтяной технический университет».  
Уфа, Российская Федерация

**Аннотация:** Применение виртуальной дополненной (AR — augmented reality) реальности в строительной отрасли на основе использования технологий информационного моделирования (BIM — Building Information Modeling) имеет большие перспективы. Пространство дополненной реальности с эффектом присутствия может способствовать лучшему взаимодействию между клиентами и специалистами в различных технических вопросах, касающихся реализации строительного проекта. В сочетании с концепцией информационного моделирования зданий технологии AR могут улучшить общее понимание процесса строительства. Использование самых новых технологий дополненной реальности позволяет максимально точно проработать как весь проект, так и его отдельные детали. Визуализацию объектов в реальном мире можно улучшить с помощью объединения технологий AR, а также BIM, поскольку интерактивные возможности, предоставляемые программными обеспечениями AR, и доступ к информационным данным BIM дают возможность более конструктивно решать задачи обслуживания и управления строительством.

В настоящей статье анализируется современное состояние технологий дополненной реальности в строительстве, выявляются проблемы и перспективы применения данных инновационных технологий в строительной сфере, описываются способы применения исследуемых новейших технологий в сфере строительства, а также представлены показатели, влияющие на принятие решений использования технологий дополненной реальности. В статье рассмотрена возможность сокращения времени реализации отдельных этапов инвестиционно-строительной деятельности с учетом внедрения дополненной реальности, приведены примеры строительных компаний из разных стран, разрабатывающих программное обеспечение, и девелоперских компаний, использующих технологии дополненной реальности в маркетинговых целях, сделан вывод о перспективности применения дополненной реальности в строительстве.

**Ключевые слова:** дополненная реальность, инновационные технологии, строительство, BIM проектирование

**Для цитирования:** Разяпов Р.В. AR технологии в строительном производстве // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2021. № 4. С. 19-27.

DOI [10.37153/2618-9283-2021-4-19-27](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-4-19-27)

@ Разяпов Р.В., 2021

## ***Theoretical and experimental studies***

### **Application of augmented reality methods in construction**

**Raziapov R.V.<sup>1</sup>**

<sup>1</sup>Ufa State Petroleum Technical University, Ufa, Russian Federation

**Abstract:** The application of virtual augmented reality (AR) in the construction industry based on the use of information modeling technologies (BIM) has great prospects. An augmented reality space with a presence effect can facilitate better interaction between customers and specialists in various technical issues related to the implementation of the construction project. Combined with the concept of building information modeling, AR technologies can improve the general understanding of the construction process. Using the newest augmented reality technologies allows you to work out both the entire project and its individual details as accurately as possible. Object visualization in the real world can be improved by combining AR as well as BIM technologies, since the interactive capabilities provided by AR software and access to BIM information data allow you to more intuitively solve the tasks of maintenance and construction management.

This article analyzes the current state of augmented reality technologies in construction, identifies the problems and prospects of using these innovative technologies in the construction sector, describes the methods of using the latest technologies under study in the construction sector, and also presents indicators affecting decision-making using augmented reality technologies. The article considers the possibility of reducing the implementation time of certain stages of investment and construction activities taking into account the introduction of augmented reality, provides examples of construction companies from different countries developing software and development companies using augmented reality technologies for marketing purposes, and concludes that augmented reality is promising in construction.

**Keywords:** augmented reality, innovative technologies, construction, BIM design

**For citation:** Raziapov R.V. Application of augmented reality methods in construction. *Seismostoykoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety*. 2021, no. 4, pp. 19-27. (In Russian)

**DOI** [10.37153/2618-9283-2021-4-19-27](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-4-19-27)

Рынок технологий дополненной (AR) реальности является довольно молодым, несмотря на то, что первые попытки создания устройств, позволяющих полностью имитировать реальный мир, либо дополнять его накладываемой информацией, предпринимались еще в начале 20 века. Но прогресс не стоит на месте, и на сегодняшний день инновационные технологии виртуальной и дополненной реальности используются не только в сфере развлечения и игр, но и в сфере строительства. С их помощью уже проектируются различные здания и сооружения. В связи с этим актуален вопрос о возможностях и препятствиях применения данных технологий в строительной сфере [14].

Основной целью данного исследования является анализ проблем и перспектив применения технологий дополненной реальности в строительстве. В качестве объекта исследования выступают технологии дополненной реальности в сфере строительства.

Для реализации поставленной цели были определены следующие задачи:

1. рассмотреть основные понятия по теме исследования: «дополненная реальность»;
2. рассмотреть и проанализировать перспективные направления применения дополненной реальности в отрасли строительства;
3. рассмотреть и проанализировать проблемы, возникающие при применении технологий дополненной реальности в строительстве [12].

В данной работе были применены следующие методы исследования: измерительный, с помощью приборов, и эмпирический, основанный на чувственном восприятии. В ходе исследования были проведены следующие работы: изучены разнообразные источники информации, проведен анализ полученных сведений; проведены наблюдения и поставлены эксперименты.

Для визуальных систем основной проблемой является распознавание образов на изображении. Это необходимо для идентификации окружающей среды, в зависимости от которой строятся виртуальные объекты. Человек мыслит категориями – некими собирательными образами, с которыми он сопоставляет видимые объекты. То же самое необходимо проделать и для систем дополненной реальности. В настоящее время не существует систем, способных распознать любой объект. Каждая конкретная система способна идентифицировать только определенную группу объектов, определяемую назначением системы. Обзор методов идентификации объектов на изображении приводится в работе [15].

Ниже указан порядок проведения эксперимента, который заключался в применении разных инструментов при наложении дополненной реальности на объекты. Эксперимент проводился в камеральных условиях – при помощи очков дополненной реальности.

Этапы проведения эксперимента:

1. Сканирование участка оценки сканером для получения облака точек, для последующего его использования для трёхмерного проектирования и расположения объекта.
2. Создание трехмерной модели по облаку точек. При помощи специализированного ПО, облако точек в него подгружается и в нем проектируется будущая трехмерная модель [2].
3. Загрузка трехмерной модели в очки дополненной реальности. Трехмерная модель при помощи специального конвертера, загружается в очки дополненной реальности.
4. Просмотр AR-сцены в очках дополненной реальности. Используя очки, специалист видит реально строящийся объект и трехмерный проект этого объекта. Далее он определяет отклонения реальности от проектных решений при помощи встроенных цифровых инструментов.

Результаты эксперимента:

1. Очки адекватно отображают виртуальные модели без привязки к пространству, если площадь передвижения в пределах 20-25 кв.м.
2. Некоторое семейство поверхностей (стекло, зеркало) плохо воспринимаются очками, что влияет на определение местоположения в пространстве. Если в плотную подойти к окну, модель может далеко отдалиться от очков [20].
3. При перемещении за пределами 20-25 кв.м. виртуальные модели начинают плавать в пространстве (местоположение может колебаться в некоторых пределах и модель начинает дёргаться с одной точки на другую)
4. Пространство с большим количеством маленьких объектов, таких как деревья, знаки, не включённые в виртуальную модель, плохо влияют на определение местоположения очков.

5. Замечено, что если реперная точка находится в области видимости или удалена от взгляда до 3-4 м., виртуальная модель достаточно точно накладывается на пространство. Как только мы отдаляемся на расстояние больше 4-5 м., модель начинает плавать. Тем самым для больших площадных объектов, необходимо использовать несколько реперных точек на расстояние не больше 8-10 м, с обязательным внесением их в модель [18].

Также чтобы улучшить точность отображения виртуальной модели в пространстве при перемещении на большие расстояния (больше 20-25 кв.м.) целесообразно дополнительно использовать методы позиционирования и трекинга по пространству не по реперным точкам, а по реальным поверхностям объектов.

Выводом эксперимента можно считать преимущества рассматриваемого метода при визуальной оценке технологии строительства при помощи очков дополненной реальности:

1. Оперативное сравнение плана и факта «по месту»;
2. Визуальный контроль всех деталей и конструктивных элементов;
3. Сокращение количества изменений на стройке за счет оперативного контроля;
4. Увеличение производительности труда;
5. Потенциалы развития на этапе эксплуатации объектов при постоянном пребывании работников на объекте [15].

AR (augmented reality) – это дополненная реальность, обусловленная наложением цифровых изображений и объектов на конкретную местность в реальном, физическом мире. Она является отличным решением для наглядной демонстрации будущих построек, поскольку добавляет контекст, накладывает проектные данные и другую информацию на изображение реального мира.

В ходе данного исследования можно отметить следующие перспективные направления применения дополненной реальности в строительной отрасли:

1. Возможность обучения сотрудников строительного процесса. Данная возможность позволяет сокращать время обучения и инструктажа, увеличивать их эффективность благодаря наглядности и интерактивности информации, большей вовлеченности участников в процесс [1]. Также, с помощью технологий AR сокращаются затраты на обучающий персонал и расходные материалы, необходимые при обучении сотрудников;

2. Возможность тестировать работу конструкции в виртуальном пространстве. Например, с помощью специального приложения через планшет можно наглядно увидеть, каким образом должна быть выстроена опалубка [19];

3. Возможность применять виртуальные голографические макеты. Рассматриваемый проект можно разбирать по этажам, смотреть планировки отдельных помещений, а также коммуникации и конструкции. Технология работы с такими макетами не сложная: клиент надевает очки и может работать с виртуальной голограммой. Не требуется никаких проводов и долгих установок программного обеспечения. Виртуальный макет дает возможность взглянуть на здание с высоты птичьего полета, сравнить небоскреб по высоте с другими зданиями мира. Всё это происходит за горизонтально развернутым дисплеем [2];

4. Возможность обсуждения проблем с коллегами в реальном времени в режиме видеоконференции. Данный формат помогает ускорить процесс проектирования: совместно увидеть возможные ошибки в конструкции и, как следствие, снизить не только затраты на создание и доработку проекта, но и время на его согласование [2];

5. Возможность ускорять рабочий процесс. Технологии дополненной реальности позволяют моделировать этапы производства, что с течением времени, безусловно, приведет к увеличению производительности труда, сокращению времени на проектирование объектов, систем коммуникации благодаря выявлению ошибок на ранних этапах. Также, данные инновационные технологии позволяют в режиме реального времени обновлять информацию о готовности объекта [16];

6. Возможность выявлять последовательность и проблемы установки строительных конструкций. Технология AR при совместимости с очками виртуальной реальности (смешанная реальность) позволяет выявить инженерам проблемы крепления строительных элементов.

В текущих условиях функционирования современные российские и иностранные компании, связанные со строительной отраслью, активно исследуют возможности, которые могут предоставить им технологии дополненной реальности. О росте заинтересованности данными технологиями свидетельствует график, опубликованный на сайте компании SaM Solutions. Статистические данные и трендовый анализ подтверждают тот факт, что к 2022 году ожидается увеличение в восемь раз по сравнению с 2018 годом объема рынка дополненной реальности, что, в конечном итоге, составит 209 миллиардов долларов [13].

Примером использования технологий дополненной реальности может служить французская компания GA Smart Buildings, которая применила Trimble Connect при строительстве офисного здания в Тулузе. Благодаря использованию данной технологии компания смогла избежать задержек при строительстве и перерасхода средств. Работы контролировались практически в реальном времени на всех этапах строительства, что позволяло быстро выявлять отклонения от проекта [6].

Компания АШАН стала первой на российском рынке, применившей технологию смешанной (объединение виртуальной и дополненной) реальности в строительстве и дизайне своего гипермаркета. Данное здание на Пролетарском проспекте в Москве было спроектировано с использованием устройства Microsoft HoloLens, с помощью которого возможно визуализировать детальную модель будущего магазина в 3D формате еще до его постройки и оценить различные варианты расположения торгового оборудования [11].

Другим примером может служить компания ПАО «ФСК ЕЭС», которая внедрила технологию дополненной реальности при подведении электрокоммуникаций к строящимся объектам. Использование интерактивной инструкции вместо обычной бумажной документации не только позволило уменьшить процент ошибок при работе, но и сократить количество сотрудников [3].

В настоящее время строительные компании и инвесторы продолжают вкладывать миллионы долларов в технологии дополненной реальности, однако сами технологии еще не стали массовыми [7]. В ходе исследования было выявлено, что в развитии технологий виртуальной и дополненной реальности существуют следующие проблемы:

- высокая стоимость внедрения и эксплуатация устройств (28%);
- возникновение проблем в понимании возможностей использования данных технологий (22%);
- недостаток качественного контента. Пользователи заявляют об однообразии существующего контента, его низком качестве, несовершенной реализации (20%);
- несовершенство существующих устройств (громоздкие и неудобные гарнитуры) (18%);
- сложность внедрения технологий в строительный процесс (10%);



– данные технологии не приносят очевидной пользы (7%) [1].

Для решения многих из этих проблем можно использовать системы высокой производительности. Однако они не мобильны и зачастую доступны не каждому, т.е. напрямую их использовать нельзя. Но на базе высокопроизводительных систем можно организовать вычислительный сервис.

Таким образом, на основании вышеизложенного, можно сделать вывод, что технологии дополненной реальности находят все большее практическое применение на строительных предприятиях. Данные технологии обладают рядом преимуществ: наглядность информации, доступность информации в реальном времени, интерактивность информации, упрощенная коммуникация. Оптимизация процессов жизненного цикла объекта строительства с применением технологий виртуальной и дополненной реальности может значительно сократить сроки строительства, материальные издержки и уменьшить влияние человеческого фактора.

Однако есть и обратная сторона: данные технологии имеют довольно высокую стоимость внедрения и эксплуатацию устройств. Также технологии виртуальной и дополненной реальности сложны в понимании их использования. Но, несмотря на минусы рассматриваемых инновационных технологий, можно считать, что в недалеком будущем они займут свое почетное место в строительной отрасли. Произойдет логический повсеместный переход от 2-d проектирования к BIM проектированию с применением технологий виртуальной и дополненной реальности, по аналогии с переходом от выполнения проекта на кульманах к 2-d проектированию на компьютерах [17].

В настоящее время пандемия отчетливо показала, что инновации являются неотъемлемой частью всех сфер жизнедеятельности человека. Процесс развития общества невозможно представить без уже существующих инноваций и инноваций грядущих [4]. Определённо, инновации ведут человечество к более высоким ступеням развития и повышают качество жизни человека. В данной работе были рассмотрены технология дополненной реальности и возможность ее применения как средство мониторинга качества строительства, что еще раз доказывает о необходимости дальнейшего углубления познания вопроса. Два проведенных эксперимента, позволяют убедиться, что дополненную реальность, можно использовать в качестве измерительных и контрольных приборов. Метод применения дополненной реальности, позволит широко использовать BIM-модели в сфере строительства.

## Литература

1. Agarwal U. Augmented Reality Statistics You Need to Know For 2019. Digi-Capital, August 19, 2019 [Электронный ресурс]. URL: <https://radssoon.com/> (Дата доступа: 01.04.2021)
2. AR — Дополненная Реальность [Электронный ресурс]. URL: <https://habr.com/ru/> (Дата доступа: 01.04.2021)
3. AR-жизнь: применение и перспективы дополненной реальности / Ситников А.В. – 2017. – URL: <https://dtf.ru/gamedev/7800-ar-zhizn-primenenie-i-perspektivy-dopolnennoy-realnosti/> (дата обращения: 14.02.2021).
4. Camera calibration With OpenCV documentation OpenCV 2.4.13.7. / Lourens. M. 2017, URL: [https://docs.opencv.org/2.4/doc/tutorials/calib3d/camera\\_calibration/camera\\_calibration.html](https://docs.opencv.org/2.4/doc/tutorials/calib3d/camera_calibration/camera_calibration.html) (дата обращения: 10.02.2021)
5. Vuforia Developer Portal [Электронный ресурс] // Vuforia SDK [Официальный сайт]. 2013. URL: <http://developer.vuforia.com> (дата обращения: 27.12.2020).

6. Все, что нужно знать про VR/AR-технологии [Электронный ресурс] / Чаплыгин А.П. 2019. URL: Режим доступа: <https://rb.ru/story/vsyo-o-vr-ar/> (дата обращения: 03.04.2021).
7. Гинзбург А.В. Системы автоматизации проектирования в строительстве: учеб. пос. М.: МГСУ. 2014. С. 189.
8. Давыдкин П.П. Анализ внедрения технологий виртуальной и дополненной реальности в строительной отрасли // Недвижимость: экономика, управление. 2020. № 3. С. 84.
9. Дополненная реальность в Российской промышленности: бесполезна или необходима [Электронный ресурс] / Полинenco С.В. – 2018. – URL: <https://vc.ru/flood/32831-dopolnennaya-realnost-v-rossiyskoy-promyshlennosti-bespolezna-ili-neobhodima> (дата обращения: 05.03.2021).
10. Дополненная реальность в Российской промышленности: бесполезна или необходима [Электронный ресурс] / Полинenco С.В. – 2018. – URL: <https://vc.ru/flood/32831-dopolnennaya-realnost-v-rossiyskoy-promyshlennosti-bespolezna-ili-neobhodima> (дата обращения: 01.02.2021).
11. Куликов Ю.А. Технологии дополнительной реальности – инновационная интерактивная технология в образовании / Ю.А. Куликов // Сборник инновационные тенденции развития системы образования материалы VII Международной научно-практической конференции. 2017. №3 (32). С. 67–69.
12. Рыбина А.В., Горяева В.В. Анализ эффективности применения программ моделирования 3D-объектов в строительном проектировании // Научно-технический вестник Поволжья. 2018. № 5. С. 246.
13. Создание приложения на Unity с использованием дополненной реальности (SDK Vuforia) / GeekBrains. 2019. URL: <https://geekbrains.ru/events/740> (дата обращения: 15.01.2021).
14. Тюнин Е.Б. Информационные технологии. Лабораторный практикум / Е.Ю. Тюнин, В.Ю. Кондратьев. Краснодар: КубГАУ. 2013. 135 с.
15. Федько Д. Что такое v-commerce и как торговля меняется под влиянием технологий AR и VR [Электронный ресурс]. URL: <https://ain.ua/> (дата обращения: 05.03.2021).
16. Хэммит Ф. Виртуальная реальность / Ф. Хэммит. Перевод с англ. М.: Печать, 2005. 104 с. (дата обращения: 05.03.2021).
17. Что такое дополненная реальность? // AR Next-все о дополненной реальности. [Электронный ресурс], 2017. Режим доступа: <http://arnext.ru/dopolnennaya-realnost/> (дата обращения: 15.05.2021)
18. Шишкин Ю. Дополненная реальность в 2019 году: что даёт AR онлайн-ритейлу [Электронный ресурс]. URL: <https://vc.ru/> (Дата доступа: 01.04.2021)
19. Яковлев Б.С., Пустов С.И. Классификация и перспективные направления использования технологии дополненной реальности / Б.С. Яковлев // Известия Тульского государственного университета. Технические науки. 2013. № 3. С. 484-492.
20. Яркова А. AR, VR и MR (Смешанная реальность) [Электронный ресурс]. URL: <https://retailer.ru/> (Дата доступа: 28.03.2021)

## References

1. Agarwal U. Augmented Reality Statistics You Need to Know For 2019. Digi-Capital, August 19, 2019 URL: <https://radssoon.com/> (Date appeals: 01/04/2021).
2. AR - Augmented Reality URL: <https://habr.com/ru/> (Date appeals: 01/04/2021).

3. AR-life: application and perspectives of augmented reality / Sitnikov A.V. – 2017. URL: <https://dtf.ru/gamedev/7800-ar-zhizn-primenenie-i-perspektivy-dopolnennoy-realnosti/> (Date appeals: 14/02/2021).
4. Camera calibration With OpenCV documentation OpenCV 2.4.13.7. / Lourens.M – 2017. – URL: [https://docs.opencv.org/2.4/doc/tutorials/calib3d/camera\\_calibration/camera\\_calibration.html](https://docs.opencv.org/2.4/doc/tutorials/calib3d/camera_calibration/camera_calibration.html) (Date appeals: 10/02/2021).
5. Vuforia Developer Portal // Vuforia SDK – 2013 URL: <http://developer.vuforia.com> (Date appeals: 27/12/2020).
6. Everything you need to know about VR/AR technology / Chaplygin A.P. – 2019 URL: <https://rb.ru/story/vsyo-o-vr-ar/> (Date appeals: 03/04/2021).
7. Ginsburg A.V. Engineering Automation Systems in Construction: textbook. M.: MGSU, 2014, P. 189.
8. Davydkin P.P. Analysis of the implementation of virtual and augmented reality technologies in the construction industry. Nedvizhimost: ekonomika, upravlenie. 2020, No 3, pp. 84.
9. Augmented reality in the Russian industry: useless or necessary / Polinenko S.V. – 2018 URL: <https://vc.ru/flood/32831-dopolnennaya-realnost-v-rossiyskoy-promyshlennosti-bespolezna-ili-neobhodima> (Date appeals: 05/03/2021).
10. Augmented reality in the Russian industry: useless or necessary / Polinenko S.V. – 2018 URL: <https://vc.ru/flood/32831-dopolnennaya-realnost-v-rossiyskoy-promyshlennosti-bespolezna-ili-neobhodima> (Date appeals: 01/02/2021).
11. Kulikov I.A. Additional Reality Technologies - Innovative Interactive Technology in Education / I.A. Kulikov. Sbornik innovatsionnikh tendentsii razvitiia sistemy obrazovaniia materialy VII Mezhdunarodnoi nauchno-prakticheskoi konferentsii. 2017, No 3 (32), pp. 67-69.
12. Rybina A.V., Gariaeva V.V. Analyzing the effectiveness of 3D modeling programs in construction design. Nauchno-tekhnicheskii vestnik Povolzhia. 2018, no. 5, pp. 246.
13. Creating an Application on Unity Using Augmented Reality. (SDK Vuforia) / GeekBrains – 2019. – URL: <https://geekbrains.ru/events/740> (Date appeals: 15/01/2021).
14. Tiunin E.B. Information technology Laboratory workshop / E.B. Tiunin, V.I. Kondratev. Krasnodar: KubGAU. 2013, 135 p.
15. Fedko D. What is v-commerce and how trade is changing under the influence of AR and VR technologies. URL: <https://ain.ua/> (Date appeals: 05/03/2021).
16. Khemmit F. Virtual reality / F. Khemmit. Translation from English. M.: Print 2005. 104 p. (Date appeals: 05/03/2021).
17. What is augmented reality? // AR Next- all about augmented reality, 2017. URL:<http://arnext.ru/dopolnennaya-realnost/> (Date appeals: 15/05/2021).
18. Shishkin I. Augmented reality in 2019: what gives AR online retail. URL: <https://vc.ru/> (Date appeals: 01/04/2021).
19. Iakovlev B.S., Pustov S.I. Classification and Perspective Directions for Augmented Reality Technology / B.S. Iakovlev. Izvestiia Tulsogo gosudarstvennogo universiteta. Tekhnicheskie nauki. 2013, No 3, pp. 484-492.
20. Iarkova A. AR, VR and MR (Augmented reality). URL: <https://retailer.ru/> (Date appeals: 28/03/2021).

**Данные об авторе / Information about author**

**Разяпов Руслан Валитович**, старший преподаватель кафедры «Автомобильные дороги и технология строительного производства, ФГБОУ ВО «Уфимский государственный нефтяной технический университет». Уфа, Российская Федерация [rusla777@yandex.ru](mailto:rusla777@yandex.ru)  
**Raziarov Ruslan V.**, Senior Lecturer of the Department "Highways and Construction Production Technology, Ufa State Petroleum Technical University. Ufa, 450062, Russian Federation [rusla777@yandex.ru](mailto:rusla777@yandex.ru)

УДК 699.8

DOI [10.37153/2618-9283-2021-4-28-35](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-4-28-35)

### ***Теоретические и экспериментальные исследования***

#### **Влияние податливости анкерных упоров на сейсмостойкость сталежелезобетонного перекрытия Тонких Г. П.<sup>1</sup>, Чесноков Д. А.<sup>2</sup>**

<sup>1</sup>ФГБУ ВНИИ ГОЧС. Москва, Российская Федерация  
<sup>2</sup>АО «Хилти Дистрибьюшн ЛТД». Москва, Российская Федерация

**Аннотация:** Согласно существующей практике проектирования сталежелезобетонных перекрытий, анкерные упоры, обеспечивающие совместную работу опорных стальных балок и железобетонной плиты, могут быть учтены как жесткие или гибкие. Учет податливости упоров позволяет запроектировать оптимальную с экономической точки зрения конструкцию и повысить ее сейсмостойкость. В рамках данного исследования рассмотрены результаты испытаний фрагментов сталежелезобетонных балок, проведенных авторами ранее. Объединение стальной и железобетонной частей сечения было выполнено с помощью уголковых упоров, закрепляемых с помощью стальных дюбелей. В заключении дается оценка податливости и целесообразности применения данного типа упоров для сейсмостойкого строительства.

**Ключевые слова:** анкерные упоры, сталежелезобетонные перекрытия, сталежелезобетонные балки, дюбельные соединения

**Для цитирования:** Тонких Г.П., Чесноков Д.А. Влияние податливости анкерных упоров на сейсмостойкость сталежелезобетонного перекрытия // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2021. № 4. С.28-35

DOI: [10.37153/2618-9283-2021-4-28-35](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-4-28-35)

### ***Theoretical and experimental studies***

#### **The influence of the shear connectors ductility on the seismic resistance of composite steel-concrete floors Tonkikh G.P.<sup>1</sup>, Chesnokov D.A.<sup>2</sup>**

<sup>1</sup>Civil Defense National Research Institute  
<sup>2</sup>Hilti Distribution LTD

**Abstract:** According to the existing practice of composite structure design, shear connectors, which provide an interaction of supporting steel beams and reinforced concrete slabs, can be considered as ductile or non-ductile. Taking into account the ductility of connectors allows designer to create an optimal structure from an economic point of view and increase its earthquake resistance. Within the framework of this study, the results of push-testing composite specimen conducted by the authors earlier are considered. The powder-actuated shear connectors had been used for providing interaction between the steel and reinforced concrete parts. In

@ Г.П. Тонких, Д.А. Чесноков, 2021

conclusion, the assessment of the ductility and expediency of using powder-actuated shear connectors for earthquake-resistant construction is given.

**Keywords:** shear connectors, composite floors, composite beams, dowel fastening

**For citation:** Tonkikh G.P., Chesnokov D.A. The influence of the shear connectors ductility on the seismic resistance of composite steel-concrete floors. *Seismostoiikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety*. 2021, no. 4, pp. 28-35. (In Russian)

DOI: [10.37153/2618-9283-2021-4-28-35](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-4-28-35)

При проектировании сталежелезобетонных перекрытий, подразумевающих объединение стальных балок с опертой на них монолитной плитой, одним из ключевых этапов является расчет комбинированного сечения. Согласно требований СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» [1], расчет подобных конструкций производится исходя из гипотезы плоских сечений, без учета податливости швов объединения стальной и железобетонной частей. Объединение стальной прокатной и монолитной железобетонной частей сечения происходит за счет применения анкерных упоров различной конфигурации. Анкерные упоры, исходя из упомянутого выше требования, должны считаться жесткими, несмотря на то, что сам свод правил оперирует понятием «жестких» и «гибких» упоров [2].

Согласно Еврокоду 4 [3], сталежелезобетонные перекрытия могут считаться как с полным (full connection), так и с частичным (partial connection) объединением стальной и железобетонной частей сечения [4]. При полном объединении перемещение плиты относительно стальной балки не допускается, упоры в расчете принимаются жесткими и проектируются таким образом, чтобы их суммарное сопротивление было больше или равно сдвигающей силе в шве объединения на каждом расчетном участке. Таким образом, на приопорных участках упоры будут устанавливаться с меньшим шагом, чем в пролете (рис. 1а). Предельным состоянием для такой конструкции будет достижение предельного напряжения в сечении с максимальным изгибающим моментом. Следуя концепции полного объединения, можно запроектировать конструкцию с уменьшенным сечением стальной балки относительно необъединенного или частично объединенного сталежелезобетонного перекрытия. По своей сути эта концепция полностью соответствует подходу

СП 266.1325800.2016 к расчету сталежелезобетонных балок. Однако, при оптимизации сечения стальных опорных балок зачастую возникает ситуация, когда их прочности становится недостаточно для восприятия веса мокрого бетона в стадии монтажа, что требует установки дополнительных подпорок под балку. К тому же, затраты на покупку и монтаж анкерных упоров в количестве, необходимом для полного объединения, могут нивелировать выгоду от снижения металлоемкости. По этой причине, в зарубежной практике проектирование сталежелезобетонных балок с частичным объединением применяется так же часто, как и аналогичные конструкции с полным объединением [5], в том числе для проектирования сталежелезобетонных конструкций для сейсмически активных регионов [6, 7].

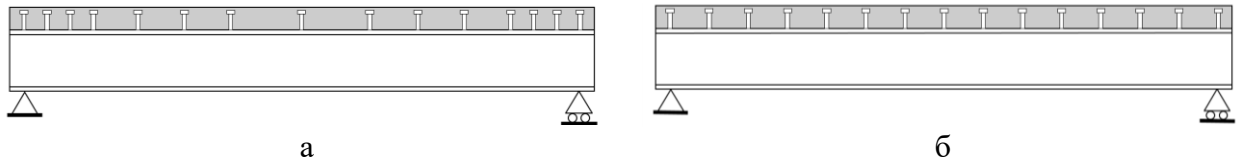


Рисунок 1 – Принципиальная схема расстановки анкерных упоров при полном (а) и частичном (б) объединении частей сталежелезобетонного перекрытия

Figure 1 – Schematic diagram of the placement of anchor stops with full (a) and partial (b) unification of parts of a steel-reinforced concrete floor

При частичном объединении используется меньшее количество упоров, распределенных, как правило, равномерно вдоль шва объединения (рис. 1б). Отношение суммарной несущей способности  $N_c$  запроектированных упоров к теоретической несущей способности упоров  $N_{c,f}$ , необходимых для полного объединения, называется степенью объединения, обозначается символом  $\eta$  и используется при определении предельно допустимого момента в перекрытии:

$$R_d = p_{l,a,Rd} + \eta(M_{pl,Rd} - p_{l,a,Rd}),$$

где:

$p_{l,a,Rd}$  - предельно допустимый момент в стальной балке;

$p_{l,Rd}$  - предельно допустимый момент в сталежелезобетонной балке.

Таким образом, эффективность того или иного решения по проектированию упоров можно оценить по графику, представленному на рис. 2.

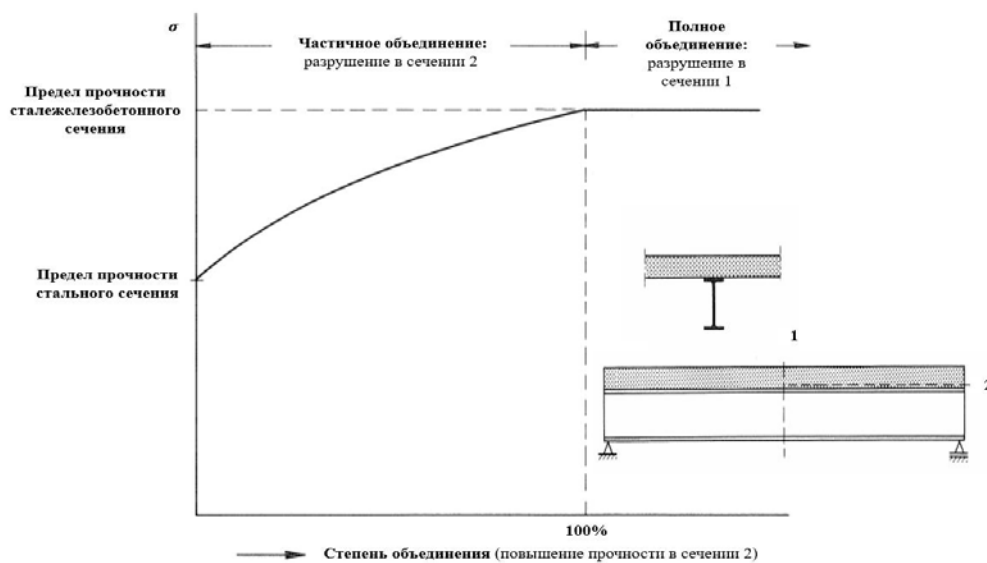


Рисунок 2 – Влияние степени объединения сталежелезобетонной балки на ее несущую способность

Figure 2 – The influence of the degree of unification of a steel-reinforced concrete beam on its bearing capacity

Оптимизируя число упоров, мы переносим критическое сечение из зоны действия максимального момента (сечение 1) в зону шва объединения (сечение 2). При этом в стандарте описан ряд ограничений для применения данного подхода к проектированию:

- нормативная податливость упоров, определенная в стандартных испытаниях на сдвиг, должна быть  $\delta \geq 6$  мм;

- сечения, рассматриваемые как критические, должны допускать образование пластических деформаций вплоть до образования пластического шарнира;
- допустимая степень объединения  $\eta$  зависит от ряда исходных данных и не может быть меньше 0,4 (0,8 для конструкций, подверженных сейсмической нагрузке);
- несущая способность по изгибающему моменту в пластической стадии сталежелезобетонного сечения не должна превышать несущую способность по изгибающему моменту в пластической стадии стального сечения более чем в 2,5 раза.

С точки зрения проектирования конструкций, рассчитанных на восприятия особых воздействий, применение сталежелезобетонных балок может быть более предпочтительным, поскольку за счет пластичности анкерных упоров может быть повышена сейсмостойкость [8] и живучесть здания [9].

Ранее авторами, в рамках исследования влияния профилированного настила на несущую способность угловых упоров, закрепляемых с помощью стальных дюбелей, было испытано 15 серий образцов по ГОСТ Р 58336-2018 [10] с последующей статистической оценкой результатов испытаний [11]. Программа испытаний разделена на несколько этапов и включает в себя испытания фрагментов сталежелезобетонной балки с плитой без профилированного настила (1 этап) и с плитами различной конфигурации, устроенными по несъемной опалубке из профилированных листов различных марок НС44, Н60 и Н75 по ГОСТ 24045-2016 [12] (2 и 3 этапы). Далее, при анализе эффективности применения данного вида упоров при устройстве сейсмостойких сталежелезобетонных конструкций будет рассмотрен 1 этап экспериментального исследования. Данный этап включал в себя 5 серий по 3 стандартных образца с упорами высотой 95, 125 и 140 мм, изготовленных в соответствии с ГОСТ Р 58336-2018. В сериях Х120Р, Х150Р и Х160Р упоры устанавливались параллельно вектору сдвигающей силы (рис.3а), создаваемой испытательной машиной, в сериях Х120Т и Х150Т – перпендикулярно (рис.3б).

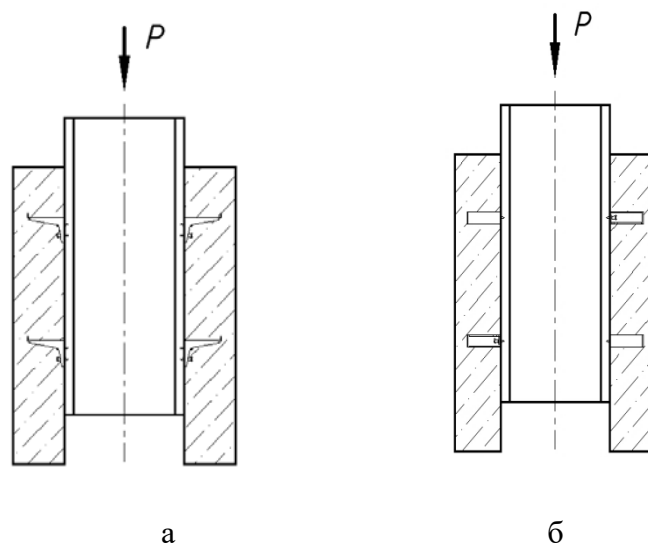


Рисунок 3 – Схема установки анкерных упоров в образцах

Figure 3 – Installation scheme of anchor stops in samples

Поскольку каждый образец включает в себя две плиты, соединенные со стальной балкой четырьмя упорами, в большинстве случаев было заметно, что анкерные связи между плитой и балкой выходят из строя не одновременно. В 25% случаев добиться разрушения второго образца не удалось. В таблице 1 звездочкой отмечены образцы, которые в своих парах, согласно видео-фиксации испытания, явно разрушились первыми.



Диаграммы деформирования образцов «нагрузка/перемещение» для данных серий представлены на рис. 4.

Таблица 1 – Результаты испытания первого этапа

Table 1 – Results of the first stage test

Серия	Образец	Механизм разрушения	Разрушающее усилие, кН	Макс. $\delta$ , мм	Энергоемкость, Дж
1	2	3	4	6	7
X150P	X150P-1П	Срез по дюбелю	382,0	7,1	1209,5
	X150P-1Л	Срез по стали		2,8	345,5
	X150P-3П	Срез по стали	343,8	5,5	861,1
	X150P-3Л	Срез по стали		2,5	265,9
X150T	X150T-1П	-	397,6	2,6	448,4
	X150T-1Л	Выдергивание дюбеля*		6,1	978,2
	X150T-2П	Срез по стали	365,7	4,0	655,0
	X150T-2Л	Срез по стали*		6,2	1066,2
	X150T-3П	Срез по стали	399,9	3,6	774,4
	X150T-3Л	Выдергивание дюбеля*		8,4	1511,0
X160P	X160P-1П	Срез по стали	394,6	2,8	317,1
	X160P-1Л	Срез по стали*		3,9	407,5
	X160P-2П	Срез по стали*	402,6	4,3	893,1
	X160P-2Л	Срез по стали		2,4	459,5
	X160P-3П	Срез по стали*	381,3	4,6	625,2
	X160P-3Л	Срез по стали		3,0	354,4
X120P	X120P-1П	Срез по стали	345,0	2,7	300,4
	X120P-1Л	Срез по стали*		5,9	855,7
	X120P-2П	Выдергивание дюбеля	368,9	6,1	911,0
	X120P-2Л	Выдергивание дюбеля		11,0	1740,2
	X120P-3П	-	344,7	3,3	366,8
	X120P-3Л	Выдергивание дюбеля*		3,0	278,1
X120T	X120T-1П	-	344,6	2,2	458,9
	X120T-1Л	Выдергивание дюбеля*		7,7	918,6
	X120T-2П	Выдергивание дюбеля*	354,5	11,6	1974,0
	X120T-2Л	-		3,5	442,8
	X120T-3П	-	356,9	3,0	288,1
	X120T-3Л	Выдергивание дюбеля*		3,2	349,6

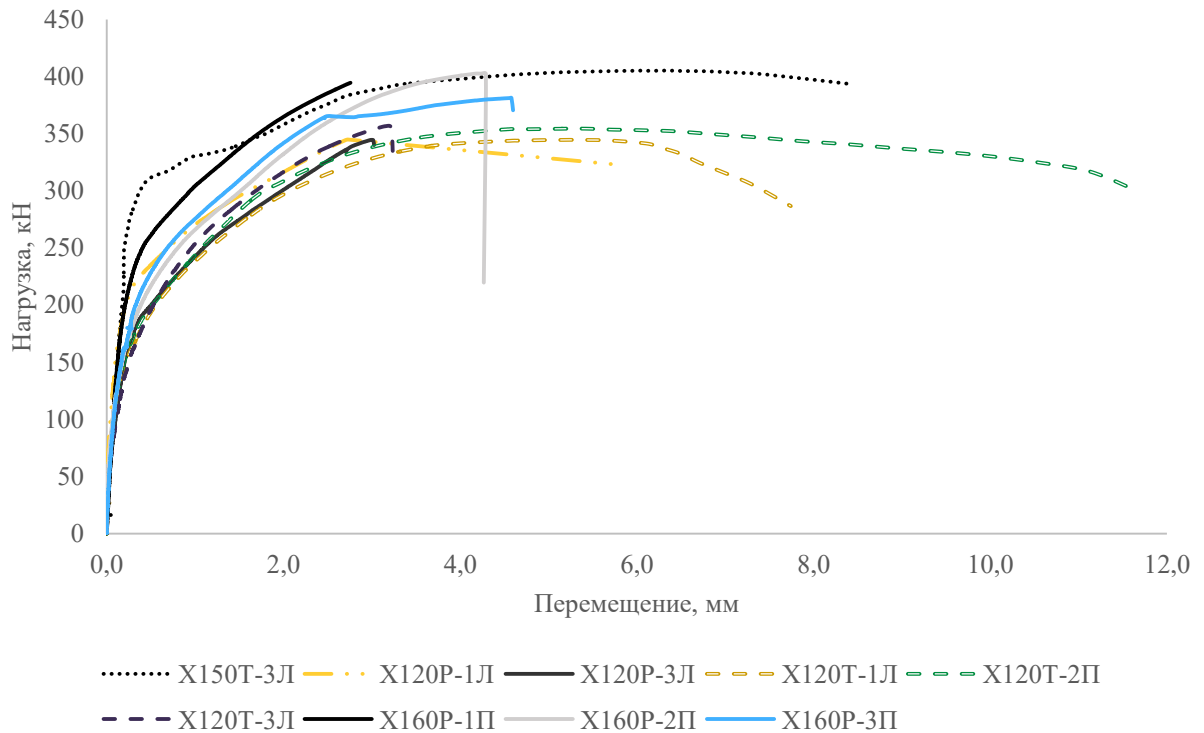


Рисунок 4 – Диаграмма «Нагрузка-перемещение» для образцов с выявленным механизмом разрушения

Figure 4 – The "Load-displacement" diagram for samples with an identified failure mechanism

Анализ диаграмм на рис. 4 позволяет сделать вывод о том, что анкерные связи ведут себя достаточно податливо: минимальное перемещение плиты относительно стальной балки составило 3,0 мм, максимальное – 11,0 мм. В среднем, образцы с упорами, установленными параллельно вектору сдвигающей силы, показали большую податливость (Серии 120Т и 150Т), чем серии с параллельной расстановкой упоров. В ходе испытаний было зафиксировано 3 механизма разрушения, как по отдельности, так и в комбинации друг с другом: срез по дюбелю (рис.5 а), вырыв дюбеля из основания (рис.5 б) и разрыв «спинки» упора (рис.5 в). У образцов с большей податливостью в качестве основного механизма разрушения превалирует вырыв дюбеля из основания. В образцах, разрушившихся вследствие среза, наблюдается изменение геометрии сечения дюбеля (вытягивание круга в эллипс), что также свидетельствует о пластической работе дюбельного соединения.



а – срез дюбеля

б – вырыв дюбеля из основания

в – разрыв упора

Рисунок 5 – Основные механизмы разрушения образцов

Figure 5 – The main mechanisms of destruction of samples

Поскольку площадь под кривой деформирования, «напряжение/перемещение» есть работа (энергия) затраченная на деформацию единичного объема физического тела, можно говорить об энергоёмкости анкерного соединения. Полученные значения по данному параметру приведены в таблице 1. Принимая во внимание податливый характер работы упоров можно говорить об их более эффективном применении при воздействии сейсмических нагрузок, поскольку становится возможным сохранение целостности здания за счет развития пластических деформаций в анкерных связях между элементами каркаса и монолитными перекрытиями. Объединение балок с жестким диском перекрытия, за счет пластической работы элементов их соединения (дюбелей) значительно повышает энергоёмкость и соответственно сейсмостойкость сталежелезобетонных конструкций.

### Выводы

1. Рекомендуется дополнить СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования», положениями по проектированию сталежелезобетонных балок с частичным объединением стальной и железобетонной частей комбинированного сечения. Для этого может потребоваться проведения дополнительного исследования с более детальным сопоставлением методик расчета и последующей верификацией путем испытания полноразмерных сталежелезобетонных балок.
2. Угловые упоры, закрепляемые с помощью стальных дюбелей, ведут себя податливо при сдвиговом воздействии на узел объединения сталежелезобетонного перекрытия. Данный тип упоров потенциально пригоден для применения в перекрытиях с частичным объединением стальной и железобетонной частей комбинированного сечения.
3. Применение податливых упоров в сталежелезобетонных перекрытиях повышает энергоёмкость и соответственно сейсмостойкость таких конструкций и позитивно сказывается на безопасности эксплуатации здания.

### Литература

1. СП 266.1325800.2016. Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования (с Изменением N1)

2. Тонких Г.П., Чесноков Д.А. Экспериментальное исследование сдвигового соединения монолитных сталежелезобетонных перекрытий на угловых анкерных упорах // Вестник МГСУ. 2021 №2. С. 144-152. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.2.144-1.
3. EN1994-1-1, Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1, General rules and rules for buildings, CEN, 2009
4. Алмазов В.О., Аратюнян С.Н. Проектирование сталежелезобетонных плит перекрытий по Еврокоду 4 и российским рекомендациям // Вестник МГСУ. 2015. №8. С. 51-65.
5. Kostic S. M., Deretic-Stojanovic B. Bending Resistance of Composite Sections with Nonductile Shear Connectors and Partial Shear Connection. Hindawi. Advances in Civil Engineering, Volume 2018, 14 p. DOI:10.1155/2018/5350315
6. Bursi O. S., Gramola G. Behaviour of composite substructures with full and partial shear connection under quasi-static cyclic and pseudo-dynamic displacements. Materials and Structures/Matériaux et Constructions, Vol. 33. 2000, pp.154-163.
7. Zona A., Barbato M., Conte J. P. Nonlinear Seismic Response Analysis of Steel–Concrete Composite Frames. Journal of Structural Engineering. 2008. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:6(986)
8. Eslami Mohammadreza, Hisashi Namba, Venkatesh Kodur, Mustafa Mahamid, Mohamed Ali Morovat. Seismic behavior of composite beam connected to HSS column with large width-to-thickness ratio. Engineering Structures 183 (2019), pp. 423–442 DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.12.084
9. Кодыш Э. Н., Трекин Н. Н., Чесноков Д. А. Защита многоэтажных зданий от прогрессирующего обрушения // Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 6. С. 8-13.
10. ГОСТ Р 58336-2018. Упоры угловые анкерные. Методы испытаний.
11. Конин Д.В., Крылов А.С., Чесноков Д.А. Оценка результатов испытаний угловых анкерных упоров на сдвиговое воздействие // Строительная механика и расчет сооружений. 2021. № 2. С. 16–26. DOI: 10.37538/0039-2383.2021.2.16.26
12. ГОСТ 24045-2016 Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия.

## Информация об авторах/Information about authors

**Тонких Геннадий Павлович**, доктор технических наук, профессор кафедры ЖБК НИУ МГСУ, г.н.с. ФГБУ ВНИИ ГОЧС [5059144@mail.ru](mailto:5059144@mail.ru)

**Tonkikh Gennadii P.**, Doctor of Engineering, professor, Moscow State University of Civil Engineering, chief researcher at Civil Defense National Research Institute [5059144@mail.ru](mailto:5059144@mail.ru)

**Чесноков Д. А.**, аспирант кафедры ЖБК НИУ МГСУ, инженер по сертификации АО «Хилти Дистрибьюшн ЛТД» [chesnokovdenis23@gmail.com](mailto:chesnokovdenis23@gmail.com)

**Chesnokov D.A.**, postgraduate at Moscow State University, of Civil Engineering, engineer in Hilti Distribution LTD [chesnokovdenis23@gmail.com](mailto:chesnokovdenis23@gmail.com)

УДК 624.04; 626/627

DOI [10.37153/2618-9283-2021-4-36-49](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-4-36-49)

### **Теоретические и экспериментальные исследования**

#### **О возможности перераспределения нагрузок от заполнителя в силосах в результате сейсмических воздействий**

Шарков В.П.<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Российский государственный университет – МСХА имени К.А. Тимирязева.  
Москва, Российская Федерация

**Аннотация:** На основе расчетного обоснования и анализа опытных данных показано, что в силосах, как и в гидротехнических сооружениях ячеистой конструкции, в результате сейсмических воздействий, кроме инерционно-массовых сил и знакопеременных давлений заполнителя на стенки, могут возникнуть дополнительные давления, связанные с повышением его зависания на стенках и перераспределением нагрузок, сохраняющиеся определенное время.

Возникающие давления на стенки могут определяться по приведенной формуле автора и для песчаного заполнителя превышать статические: в 1,57 раза – боковое, в 1,2 раза – вертикальное, связанное с развитием сил трения.

Причиной возникновения перераспределения нагрузок является развитие сил трения у стен, происходящее в результате осадок заполнителя при виброуплотнении в результате сейсмических воздействий. Это явление может наблюдаться в силосах на, в которых при колебаниях возникают большие величины коэффициентов динамичности.

Расчеты, подкрепленные опытными данными, показывают, что при 9-балльных сейсмических воздействиях перераспределение нагрузок с повышением давлений до указанных выше величин может наблюдаться по всей высоте в силосах с песчаным заполнителем высотой до 25 м с диаметром от 3 м до 6 м, а в силосах с диаметром 8 м – в верхней части до глубины 13 м.

При 8-балльных сейсмических воздействиях это явление может происходить в силосах с малыми диаметрами 3 м и 4 м с повышением давлений в верхней их части глубиной от 3 м до 5 м, а при 7-балльных – оно охватывает только верхнюю часть сооружений глубиной 1...1,5 м, то есть практически отсутствует.

**Ключевые слова:** сейсмические воздействия, силосы, заполнитель, виброуплотнение, осадки, развитие сил трения, расчеты, опытные данные, зависание заполнителя, повышение давлений на стены

**Для цитирования:** Шарков В.П. О возможности перераспределения нагрузок от заполнителя в силосах в результате сейсмических воздействий // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2021. № 4. С. 36-49.

DOI: [10.37153/2618-9283-2021-4-36-49](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-4-36-49)

@ Шарков В.П., 2021

## ***Theoretical and experimental studies***

### **On the possibility of redistribution of loads from the aggregate in silos as a result of seismic impacts**

**Sharkov V.P.**<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Russian State University – Moscow State Agricultural Academy named after K. A. Timiryazev

**Abstract:** Based on the calculation justification and analysis of experimental data, it is shown that in silos, as in hydraulic structures of cellular construction, as a result of seismic influences, in addition to inertial mass forces and alternating pressures of the filler on the walls, additional pressures associated with an increase in its hanging on the walls and the redistribution of loads that persist for a certain time may arise.

The resulting pressures on the walls can be determined according to the author's formula and for a sand aggregate exceed static ones: 1.57 times – lateral, 1.2 times – vertical, associated with the development of friction forces

The reason for the occurrence of load redistribution is the development of friction forces at the walls, which occurs as a result of aggregate precipitation during vibration compaction as a result of seismic influences. This phenomenon can be observed in silos, in which large values of dynamic coefficients arise during fluctuations.

Calculations supported by experimental data show that under 9-point seismic impacts, the redistribution of loads with an increase in pressure to the above values can be observed along the entire height in silos with sand aggregate up to 25 m high with a diameter of 3m to 6 m, and in silos with a diameter of 8 m – in the upper part to a depth of 13 m.

At 8-point seismic impacts, this phenomenon can occur in silos with small diameters of 3m and 4m with an increase in pressure in their upper part with a depth of 3m to 5m, and at 7-point – it covers only the upper part of structures with a depth of 1...1.5 m, that is, practically absent.

**Keywords:** seismic impacts, silos, aggregate, vibration compaction, precipitation, development of friction forces, calculations, experimental data, placeholder hanging, increased pressure on walls

**For citation:** Sharkov V. P. On the possibility of redistribution of loads from the aggregate in silos as a result of seismic impacts. *Seismostoykoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety*. 2021, no. 4, pp. 36-49. (In Russian)

**DOI:** [10.37153/2618-9283-2021-4-36-49](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-4-36-49)

### **Введение**

Как известно, при обосновании сейсмостойкости силосов, служащих для хранения сыпучих материалов, в основном рекомендуется учитывать две нагрузки: инерционно-массовые силы от веса самого силоса, а также динамическое давление заполнителя на стенки при размерах в плане не менее 6 м (при меньших размерах его не учитывают из-за малости).

На наш взгляд, здесь следует также уделить внимание явлению перераспределения нагрузок от веса заполнителя между стенками и дном, происходящих в результате сейсмических воздействий.

Опыты с использованием модели одиночной ячейки гидротехнического сооружения, заполненной сухим песком, конструктивно похожей на силос, показали, что

в результате воздействия на неё виброплатформы, работающей в режиме сейсмического толчка по закону затухающей косинусоиды, происходит повышение зависания заполнителя на стенках. Анализ показал, что на модели это приводит к повышению зависания заполнителя, сопровождающегося увеличением вертикального давления на стенки, возникающего за счет сил трения, а также существенному увеличению бокового давления (до 1,5-1,6 раз). Особенность этих давлений в том, что после динамического воздействия они не исчезают вместе с ними, а сохраняются определенное время. Кроме того, дополнительное боковое давление по величине в 5-6 раз больше динамического давления на стенки ячейки, возникающего в процессе сейсмических колебаний [1].

Исследования показали, что причиной возникновения явления перераспределения является перемещение массива заполнителя относительно стен в процессе осадок. Осадки, как известно, в силосах возникают и в процессе их выгрузки (через отверстие в днище), а в ячейках гидротехнических сооружений при виброуплотнении грунта при их заполнении в строительный период, а также в результате сейсмических воздействий.

Если это явление с осадками заполнителя, повышением его зависания и значительным увеличением нагрузок на стенки в результате сейсмических воздействий наблюдается на модели, не возникает ли оно в силосах в реальных условиях и следует ли его учитывать при оценке сейсмостойкости.

Если оно возникает, то при какой интенсивности сейсмических воздействий, при каких размерах силосов и в каких заполнителях.

### **Задачи**

Цель статьи – попытка ответить на поставленные выше вопросы.

Для достижения цели необходимо было решить две основные задачи:

- 1) изучить интенсивность сейсмических воздействий, возникающих в силосах с учетом их специфики динамической работы;
- 2) исследовать условия, при которых от динамических воздействий в заполнителе силосов от виброуплотнения возникают осадки, приводящие к явлению перераспределения.

Поскольку заполнителем силосов могут являться самые разные сыпучие материалы (строительные, уголь, зерно и др.), то в качестве примера в работе рассмотрен сухой песчаный грунт с характеристиками, принятыми из норм [2] с удельным весом  $\gamma = 16 \text{ кН/м}^3$ , углом внутреннего трения  $\varphi = 30^\circ$  и коэффициентом трения у стен  $\text{tg}\varphi_s = 0,7$ . (По справочным данным такой песок относится к средней категории плотности [3]).

### **Методы**

Для выполнения работы использован расчётно-аналитический метод исследований с использованием опытных данных, в том числе данных автора статьи.

1. Рассмотрим особенность динамической работы силосов при сейсмических воздействиях, а также определим величины и характер распределения ускорений по их высоте. Выбор ускорения в качестве критерия интенсивности воздействий связан с тем, что именно оно является общим параметром, влияющим на виброуплотнение грунтов и материалов при динамических воздействиях [4].

Как известно, в своем большинстве силосы (различной высоты, плановых размеров и форм) конструктивно представляют емкость, установленную на колонны разной высоты, закрепленные в фундаменте. Для хранения больших объемов материалов их возводят обычно в несколько рядов (рис.1-в).

В сейсмоактивных регионах рекомендуется проектировать корпуса из железобетона, состоящие из сблокированных многорядных силосов, а для уменьшения динамических нагрузок уменьшать высоту [5].

В расчетах для учета сейсмических нагрузок динамической схемой работы силоса может являться заделанная в основании консоль, высотой равной высоте колонн, на которой установлена заполненная емкость (силос) с одной сосредоточенной массой, располагаемой в центре тяжести надсилосной части, то есть примерно на середине высоты силоса (рис.1-а). Это обусловлено тем, что жесткость самого силоса в процессе изгибных колебаний в сотни раз больше жесткости колонн.

Согласно этой расчетной схеме при сейсмических колебаниях силос 1 как одномассовая система вследствие изгиба консоли 2 на уровне верха колонн перемещается на величину  $X_1$ . При этом перемещения по всей высоте силоса вследствие его повышенной жесткости практически одинаковы, то есть  $X = \delta_1$ .

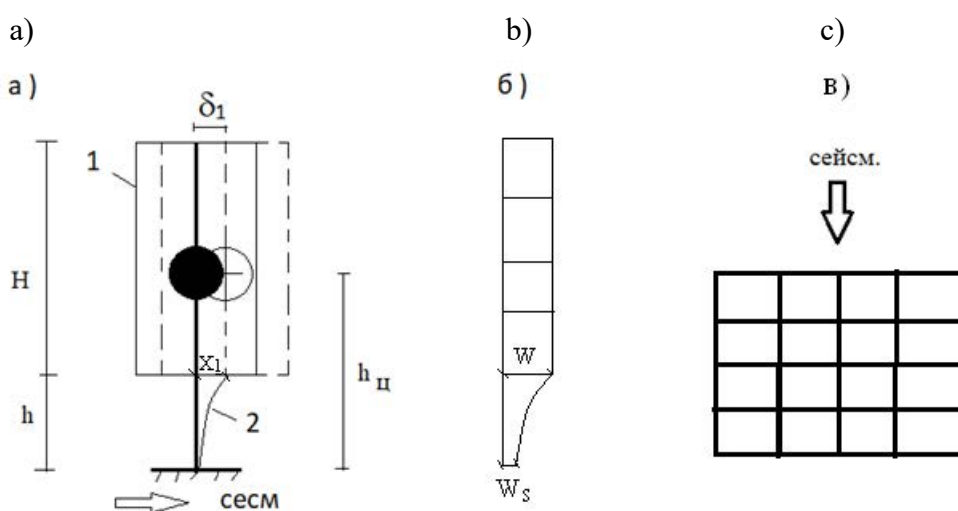


Рисунок 1 – К расчетам силосного сооружения: а) расчетная схема деформаций при сейсме; б) распределение ускорений по высоте; в) пример компоновки 4-рядного силоса квадратной формы в плане; 1 – силос, 2 – консоль; h, H, h<sub>ц</sub> – высоты консоли, силоса и центра приложения вертикальных сил (тяжести);  $\delta_1$  – перемещение сосредоточенной массы при колебаниях

Figure 1 – To the calculations of the silo structure: a) the design scheme of deformations during a seismic event; b) the distribution of accelerations along the height; c) an example of the layout of a 4-row square-shaped silo in plan; 1 – silo, 2 – console; h, H, h<sub>ц</sub> – the height of the console, silo and the center of application of vertical forces (gravity);  $\delta_1$  – the movement of the concentrated mass during vibrations

По указанной причине величины ускорений, возрастающие в пределах высоты консоли, оказываются по высоте самого силоса практически одинаковыми и их эпюра распределения имеет вид как на рис. 1-б.

Далее рассмотрим ускорения, создаваемые сейсмическими воздействиями в силосах. Для примера вначале возьмем 9-балльное воздействие.

Величину ускорений в сооружении определим из формулы для расчета сейсмической нагрузки, разделив её на массу (см. [6,7]).

Тогда выражение для ускорения (в долях от ускорения свободного падения) приобретает вид:



$$W = (W_S / g) K_1 K_o K_\psi \eta_{ik} \beta_1 \quad (1)$$

где  $W_S$  – ускорения в основании, равные при 9 баллах  $4,0 \text{ м/с}^2$ ;

$g$  – ускорение свободного падения;

$K_1$  – коэффициент допускаемых повреждений, принимаемый для ж/бетонных сооружений  $0,25$ ;

$K_o$  и  $K_\psi$  – коэффициенты, 1-й, принимаемый в зависимости от назначения и ответственности сооружения, 2-й, учитывающий скорость затухания колебаний, которые для силосов можно принимать равными  $1,0$ ;

$\eta_{ik}$  – коэффициент формы колебаний массы по рассматриваемому первому тону колебаний, величина которого для одномассовой системы равна  $1,0$ ;

$\beta_1$  – коэффициент динамичности, учитывающий резонансные свойства сооружений, определяемый в зависимости от периода собственных колебаний и категории грунтов основания по сейсмическим свойствам.

В работе этот коэффициент был принят равным максимальному значению, рекомендуемому в нормах [6] равному  $2,5$ , а также  $2,0$ , которые при широком разнообразии параметров конструкций силосов и грунтов основания могут возникать при периодах собственных колебаний от  $0,07$  до  $1,2$  секунд.

Зная входящие в формулу (1) коэффициенты и приняв коэффициент динамичности равным  $2,5$ , для 9-балльного сейсмического воздействия определим расчетное ускорение на уровне сосредоточенной массы силоса:

$$W = (4,0 / 9,81) \times 0,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 2,5 = 0,256g.$$

Поскольку эпюра распределения ускорений имеет равномерный характер, то её ординаты по высоте самого силоса одинаковы и равны  $0,256g$ .

2. Далее рассмотрим условия, при которых в песчаных материалах при динамических воздействиях возникает виброуплотнение, приводящее к осадкам, а осадки – к перераспределению нагрузок.

Для прояснения этого вопроса необходимо: 1) определить интенсивность динамических воздействий, которые вызывают осадки материала при виброуплотнении; 2) оценить величины осадок, возникающих от сейсмических воздействий, а также их достаточность для перераспределения нагрузок.

Из опытов с образцами грунта известно, что даже слабые динамические воздействия вызывают виброуплотнение сухого песчаного материала в случае, если он не пригружен [4]. Однако, если грунт находится под нагрузкой, то виброуплотнение начинается только после превышения некоторой предельной величины ускорения (порогового значения) [8]. Взаимосвязь последнего с пригрузкой, как показано в этой работе, близка к линейной.

В силосах, где заполнитель пригружен давлением вышележащих слоев, которое с ростом глубины возрастает (по асимптотической зависимости), на каждой глубине имеется свой порог ускорений.

Исходя из этого, в работе на различных глубинах заполнителя каждого силоса было определено вертикальное давление, по которому найден свой порог ускорений. Его сопоставление с ускорением воздействия позволяло судить о возможности виброуплотнения и осадок заполнителя или их отсутствии. При расчете вертикальных давлений характеристики песка, как отмечалось, были приняты из СП [3]. Там же были взяты формулы для расчета вертикального давления, в том числе для определения коэффициента бокового давления  $\lambda = \text{tg}^2 (45 - \phi/2)$ .

В работе для расширения представлений рассмотрено два вида среднезернистого песка (с угловатыми и округлыми частицами), для которых порог ускорений был принят на разных графиках в работе [8] в зависимости от величины вертикального давления.

3. Рассмотрим далее осадки, возникающие в процессе виброуплотнения при динамических воздействиях, а также их величины, необходимые для возникновения явления перераспределения нагрузок.

Из опытов известно, что при вибрационных воздействиях полное виброуплотнение и осадки песчаного материала могут происходить длительное время. Анализ работ на эту тему показывает, что это время зависит от гранулометрического состава песка, его пористости, от пригрузки, а также от характера динамического воздействия: при этом крупные пески уплотняются лучше средних и мелких, последние – наиболее слабо, а разнородные – лучше всех; увеличение пористости – повышает интенсивность уплотнения, повышение пригрузки – понижает; с повышением ускорения воздействия время виброуплотнения может уменьшаться, а наиболее эффективным является воздействие, направленное под углом, близким к углу внутреннему трения грунта, что может иметь место при землетрясениях [4,8,9].

Как указано в работе [9], время, необходимое для полной стабилизации осадок от виброуплотнения песчаных грунтов, может составлять иногда 1 час, а иногда 10 минут.

Известно также, что основные осадки при виброуплотнении происходят в начальной стадии вибрации и за более короткое время, чем указано выше.

В работе нас интересуют не полные осадки, достигающие по оценке результатов опытов в работах [8-10] в пересчете для натуральных условий 30...60 см, а только осадки, необходимые для возникновения перераспределения нагрузок, величины которых, как будет показано ниже, в десятки раз меньше. Очевидно, что и длительность вибрационного воздействия для возникновения последних необходима соответственно меньшая.

Продолжительность сейсмического воздействия, как известно, может достигать 1,0 минуты и более, а с повторами (афтершоками, наиболее вероятными в первые часы после форшока) в несколько раз больше. Как видим, продолжительность сейсмических воздействий может быть сопоставима со временем, необходимым для возникновения основных осадок от вибрационного воздействия, которые могут привести к перераспределению нагрузок.

Поясним, что в песчаном заполнителе напряженно-деформированное состояние (НДС) у стен, возникшее после первого толчка землетрясения, может под действием его собственного веса сохраняться и развиваться длительное время, исчисляемое часами, сутками и неделями. Об этом свидетельствуют опыты с песком в работе [11]. Этот факт подтверждают также опыты Бовея в крупном силосе, где перераспределение нагрузок в зерне происходило в течение 16 часов [12]. Другими словами, при повторных толчках процессы виброуплотнения накладываются на возникшее ранее НДС и могут развиваться, а осадки суммироваться, приводя к дальнейшему перераспределению нагрузок.

Здесь следует сказать также о величинах осадок, необходимых для возникновения явления перераспределения. Как известно эти осадки должны быть не менее предельного смещения грунта (материала). В работе Иванова П.Л. [11] в сдвиговых опытах штампа размерами 35 x 54 см по песку эта величина составляла 0,3... 0,5 мм. В работе Алипова В.В. [13] для средних песков (с максимальной крупностью частиц 0,5...1,0 мм) в сдвиговых опытах получены величин предельного смещения  $S_m = 0,1 \dots 0,3$  мм (причем, большие значения- для более рыхлых песков). Из этих величин в качестве расчетной мы приняли предельное смещение  $S = 0,5$  мм.

При этом здесь принята предпосылка о том, что предельное смещение не зависит от размеров сооружения. Например, если в силосе с большим диаметром вертикальное давление больше, то плотность заполнителя также выше, но в этих условиях величина предельного смещения, как указывалось, наоборот, уменьшается.

Вместе с вертикальным давлением в большом силосе повышается и боковое, прижимающее заполнитель к стенкам и создающее силу трения. Его роль в сдвиговых опытах, как известно, выполняет пригрузка на штамп. Однако известно, что величина предельного смещения практически не зависит от величины пригрузки, что в учебниках по механике грунтов иллюстрируют на графиках.

Отметим что при осадке заполнителя у стен равной величине предельного смещения 0,5 мм в силосе, высотой 15,6 м это смещение составляет 0,000032 от высоты.

С учетом изложенных выше умозаключений, ниже рассмотрена возможность виброуплотнения песка в силосах с диаметром от 3 м до 8 м при сейсмических воздействиях. Поскольку в типовых конструкциях СНГ минимальные высоты силосов назначались равными 10,8 м, 15,6 м и 20,4 м в расчетах глубина заполнителя с запасом принималась 25 м.

Для наглядности расчетные данные были оформлены в виде таблиц. В них рассмотрены особенности поведения заполнителя силосов при 9-, 8- и 7- балльных сейсмических воздействиях.

## Результаты

Вначале рассмотрим влияние 9-балльного сейсмического воздействия на виброуплотнение, осадки и перераспределение нагрузок.

Таблица 1 – Силос диаметром 3м, песок  $\gamma=16\text{кН/м}^3$ , 9-балльное воздействие

Table 1 – Silo with a diameter of 3m, sand  $\gamma=16\text{кН/м}^3$ , 9-point impact

Глубина*, У, м	Ускор. сейсм. возд., W, (g)	Песок с угловатыми частицами			Песок с округлыми**) частицами	
		Давление, 0,1МПа (кг/см <sup>2</sup> )	Предельное ускорение, Wпр,( g)	Условие W≥Wпр	Предельное ускорение, Wпр,(g)	Условие W≥Wпр
0	0,256	0	0	+		+
5	--“--	0,41	0,13	+	0,1	+
10	--“--	0,495	0,15	+	0,14	+
15	--“--	0,515	0,16	+	0,15	+
20	--“--	0,519	0,17	+	0,155	+
25	--“--	0,52	0,17	+	0,155	+

В таблицах 1-5:

\*) – глубина принята от поверхности заполнителя;

\*\*) – считается, что влияние округлости частиц на вертикальное давление отсутствует.

Как показывает табл.1, в силосе диаметром 3 м для обоих песков на всех глубинах ускорения сейсмических воздействий превышают предельные, что свидетельствует о возможности возникновения осадок от виброуплотнения по всей их высоте. Как видим, даже на глубине 25 м, где пригрузка максимальна, ускорение воздействия 0,256g больше предельного равного 0,17g, что свидетельствует о виброуплотнении песка и на этой глубине.

Эти результаты позволяют заключить, что в таких условиях возможно перераспределение нагрузок по всей высоте силосов с высотой 10,8 м, 15,6 м и 20,4 м с повышением горизонтального и вертикального давлений на стенки.

По формуле автора, предложенной в работе [13], боковое давление песка на стены (с принятыми характеристиками  $\gamma$ ,  $\varphi$ ,  $\text{tg}\varphi_s$ ) по сравнению со статическим повышаются в 1,57 раза, а вертикальное давление, возникающее за счет развития сил трения – в 1,2 раза.

Расчетный анализ, также проведенный для силосов с диаметром 4 м, 5 м и 6 м, показал, что для обоих песков ускорение 9-балльного сейсмического воздействия превышают предельные величины ускорений по всей их высоте, что свидетельствует о возможности осадок и перераспределения нагрузок с увеличением бокового и вертикального давления на стены, возникшего за счет сил трения на указанные выше величины.

Для иллюстрации ниже приведена табл.2 для самого крупного из этих силосов.

Таблица 2 – Силос диаметром 6 м, песок  $\gamma=16\text{кН/м}^3$ , 9-балльное землетрясение

Table 2 – Silo with a diameter of 6 m, sand  $\gamma=16\text{кН/м}^3$ , 9-point earthquake

Глубина*, У, м	Ускорение сейсмическ. воздействия W, (g)	Песок с угловатыми частицами			Песок с округлыми**) частицами	
		Давление, 0,1Мпа (кг/см <sup>2</sup> )	Предельное ускорение, W <sub>пр</sub>	Условие W $\geq$ W <sub>пр</sub>	Предельное ускорение, W <sub>кр</sub>	Условие W $\geq$ W <sub>пр</sub>
0	0,256	0	0	+	0	+
5	--“--	0,56	0,17	+	0,12	+
10	--“--	0,815	0,23	+	0,205	+
15	--“--	0,935	0,235	+	0,22	+
20	--“--	0,99	0,23	+	0,235	+
25	--“--	1,04	0,245	+	0,24	+

Как видим, в этом силосе и на максимальной глубине 25 м ускорение воздействия W=0,256g превышает предельные ускорения для обоих грунтов равные 0,245g и 0,24g, что свидетельствует о возможности их виброуплотнения, возникновения осадок и явления перераспределения.

Рассмотрим по аналогии условия работы ещё более крупного силоса диаметром 8 м в условиях 9-балльного сейсмического воздействия.

Таблица 3 – Силос диаметром 8 м, песок  $\gamma = 16\text{кН/м}^3$ , 9-балльное землетрясение

Table 3 – Silo with a diameter of 8 m, sand  $\gamma = 16\text{kN/m}^3$ , 9-point earthquake

Глубина*, У, м	Ускор. сейсм. возд., W, (g)	Песок с угловатыми частицами			Песок с округлыми**) частицами	
		Давление, р, 0,1Мпа (кг/см <sup>2</sup> )	Предельное ускорение, W <sub>кр</sub>	Условие W ≥ W <sub>кр</sub>	Предельное ускорение, W <sub>пр</sub>	Условие W ≥ W <sub>пр</sub>
0	0,256	0	0	+	0	+
5	--“--	0,61	0,14	+	0,15	+
10	--“--	0,95	0,24	+	0,23	+
13	--“--	1,08	Нет данных		0,25	+
15	--“--	1,14	--“--		0,26	-
20	--“--	1,25	--“--		0,28	-
25	--“--	1,31	--“--		0,31	-

Как показывает табл.3, ускорение 9-балльного воздействия превышает предельное для песка с угловатыми частицами до глубины около 10 м, а с окатанными – до глубины 13 м. Это означает, что осадки и явление перераспределения может происходить только до этих глубин. При этом повышение давлений на стенки произойдет в верхней части до указанных глубин. Величина горизонтального и вертикального давлений здесь также повысится до значений, превышающих давления в статических условиях в 1,57 и 1,2 раза.

Напомним, что полученные выше результаты получены для среднезернистых песков.

Полученные в этих расчетах результаты подтверждают приведенные результаты опытов Шехтера по виброуплотнению сухого среднезернистого песка в металлическом стакане диаметром 10,02 см и высотой 6,05 см [9].

Анализ его опытов показал, что при ускорении вибрации 0,25g, соответствующем 9 балльному сейсмическому воздействию, осадка песка при его пригрузках давлением 0,04 и 0,115 МПа (последняя превышает максимальные величины давлений в силосах диаметром 3 м и 6 м равных 0,052 и 0,104 (Мпа), а с диаметром 8 м – давления до глубины 15 м) в пересчете на реальные сооружения многократно меньше величины предельного смещения. Так для силосов с диаметром 3,0 м при максимальном (асимптотическом) давлении 0,052 МПа и с диаметром 6,0 м при максимальном давлении 0,104 МПа при их высоте 15,6 м составляет 16,8 см и 9,7 см. По оценкам эти величины осадок существенно больше предельного смещения песка, а конкретно, при диаметре 3,0 м в 336 раз, а при диаметре 6,0 м – в 194 раза.

Отсюда можно ориентировочно определить необходимое время вибрационного воздействия для появления осадок равных предельному смещению. Например, если продолжительность вибрации у Шехтера принять 60 минут, то есть максимальную из его опытов, то при диаметре силоса 3,0 м при равномерном во времени уплотнении, необходимо примерно  $60/336 = 0,17$  минут, а в силосе с диаметром 6,0 м  $60/194 = 0,3$  минуты.

Заметим, что при оценке времени мы приняли в запас: 1) время полного виброуплотнения – максимальным, хотя оно могло быть меньше; 2) равномерность осадок во времени, хотя наиболее интенсивно они происходят в первый период воздействия; 3) давление в силосах – максимальным, равным асимптотическому, хотя оно

меньше, 4) величину предельного смещения – максимальной из опытов двух разных специалистов.

Полученное выше время вибрации для появления перераспределения меньше продолжительности первого толчка землетрясения, то есть последнего уже достаточно для его возникновения в песчаном материале в таких условиях.

Добавим, что в опытах Шехтера также выявлено, что наиболее склонными к виброуплотнению и осадкам являются пески гравелистые и крупные.

Далее по аналогии рассмотрим влияние на силосы 8-балльных сейсмических воздействий. В этом случае ускорение в их основании в соответствии с СП [6] равно  $2\text{м/с}^2$ , а ускорение в самом силосе в соответствии с формулой (1) при коэффициенте динамичности  $\beta=2,5$  составляет  $0,128g$ .

Таблица 4 – Силос диаметром 3 м, песок  $\gamma = 16\text{кН/м}^3$ , 8-балльное воздействие

Table 4 – Silo with a diameter of 3 m, sand  $\gamma = 16\text{kN/m}^3$ , 8-point impact

Глубина*, У, м	Ускор. сейсм. возд., W, (g)	Песок среднезернистый			Песок с округлыми**) частицами	
		Давление р, 0,1Мпа (кг/см <sup>2</sup> )	Предельное ускорение, W <sub>пр</sub>	Условие W $\geq$ W <sub>пр</sub>	Предельное ускорение, W <sub>пр</sub>	Условие W $\geq$ W <sub>пр</sub>
0	0,128	0	0	+	0	+
5	--“--	0,41	0,13	+	0,1	+
7	---“---	0,46	0,14	-	0,12	+
10	--“--	0,495	0,15	-	0,14	-
15	--“--	0,515	0,16	-	0,15	-
20	--“--	0,519	0,17	-	0,155	-
25	--“--	0,52	0,17	-	0,155	-

Как видно из табл.4, при 8-балльных сейсмических воздействиях в силосах диаметром 3м для песка с угловатыми и окатанными частицами ускорения превышают предельные до глубины 5 м и 7 м, что свидетельствует о возможности осадок заполнителя от виброуплотнения в этой верхней зоне сооружения. В этом случае до этих глубин боковое давление для данного песчаного материала на стенки и вертикальное (от сил трения) с принятыми характеристиками повышается в 1,57 и 1,2 раза по сравнению со статическими.

В силосах диаметром 4 м, как показывают расчеты, при 8-балльном землетрясении его ускорения для песка с угловатыми и окатанными частицами превышает предельное до глубины 3 м и 5 м, что свидетельствует о возможности перераспределения нагрузок только в этих верхних частях силосов. До этих глубин боковое и вертикальное (от сил трения) давления на стены повышаются до этих глубин на указанные выше величины.

Расчеты также показывают, что в более крупных силосах с диаметром 5 м и 6 м картина качественно похожа на полученную в более мелких силосах. Разница лишь в том, что с повышением их диаметров глубина, на которой происходит уплотнение, уменьшается до 1 м, а явление перераспределения практически исчезает.

Таким образом, при 8-балльном сейсмическом воздействии явление перераспределения происходит в силосах диаметром 3 м до глубины 5 и 7 м, с диаметром 4 м – до глубины 3 м, а в более крупных с диаметром 5 м и 6 м – до глубины 1,0 м.

Рассмотрим результаты 7-балльного сейсмического воздействия.

В этом случае при ускорении в основании  $1\text{м/с}^2$  [6] в силосе оно составит 0,064g.

Таблица 5 – Силос диаметром 3 м, песок  $\rho = 16\text{кН/м}^3$ , 7-балльное воздействие

Table 5 – Silo with a diameter of 3 m, sand  $\rho = 16\text{кН/м}^3$ , 7-point impact

Глубина*, У, м	Ускор. сейсм. возд. W, (g)	Песок среднезернистый			Песок с округлыми***) частицами	
		Давление р, 0,1Мпа (кг/см <sup>2</sup> )	Предельное ускор. Wпр.,g	Условие W≥Wкр	Предельное ускор. Wпр,g	Условие W≥Wкр
0	0,064	0	0	+	0	+
1,5	--“--	0,19	0,05	+	0,035	+
2	--“--	0,24	0,067	-	0,042	+
5	--“--	0,41	0,13	-	0,1	-
10	--“--	0,495	0,15	-	0,14	-
15	--“--	0,515	0,16	-	0,15	-
20	--“--	0,519	0,17	-	0,155	-
25	--“--	0,52	0,17	-	0,155	-

Как видим, здесь ускорение 7-балльного землетрясения превышает предельное для рассматриваемых песков только на глубинах 1,5 и 2 м, что свидетельствует об их виброуплотнении только в пределах этой 1,5...2-метровой верхней части силоса, то есть практически об отсутствии явления перераспределения.

Мы рассмотрели выше случаи, когда коэффициент динамичности имеет максимальную величину  $\beta=2,5$ .

В случаях, когда коэффициент динамичности равен  $\beta = 2,0$  и ускорение при 9-балльном сейсмическом воздействии в силосе равно 0,205g, явление перераспределения, как показывают расчеты, также может наблюдаться. По оценкам при диаметре 3 м оно возникает для обоих песчаных материалов по всей 25 м высоте силоса, при диаметре 4 м – до 15 м и до 25 м соответственно в песках с угловатыми и округлыми частицами, при диаметре 6 м – до глубины около 7,5 м и 10 м.

Таким образом, проведенные исследования показывают, что в силосах, заполненных среднезернистым песком, при интенсивных сейсмических воздействиях возможно возникновение перераспределения нагрузок. Подчеркнем, что возникшие дополнительные нагрузки не исчезают после воздействия, то есть относятся к временным длительным.

Эти нагрузки, как отмечалось, могут определяться по формуле автора, в основе которой использована теоретическая предпосылка о возникновении у стен в процессе осадок заполнителя экстремального НДС. Она имеет строгое решение (без эмпирических коэффициентов) и простой вид [14]:

$$p_{DH} = p_{r0}(1 + \tan \delta \cos \varphi / \cos \varphi) (1 - e^{-k_D H/R}) \quad (2)$$

где  $P_{DH}$  – давление после сейсмического воздействия;

$p_{r0}$  – асимптотическое боковое давление в статических условиях;

– угол, определяемый из выражения:

$$\operatorname{tg} \beta = 2 \tan \delta (1/ - 1),$$

– коэффициент горизонтального давления, для обеспечения достаточной точности определяемый по формуле Емельянова Л.М. или Гениева Г.А.;

$\delta$  – угол трения заполнителя у стен;

$H_v$  – глубина расчетной точки;

$k_D$  – параметр Янсена (для динамических условий).

Отметим, что формула (2) согласуется со многими опытными данными, в том числе натурными и обладает достаточной точностью. Её вывод приведен и иллюстрирован с использованием диаграмм Мора в работе [14].

Следует обратить внимание, что кроме повышения давлений возникающее от сейсмических воздействий перераспределение нагрузок может осложнять процесс выгрузки заполнителя. Это связано с тем, что виброуплотнение приводит к повышению плотности и увеличению зацепления частиц и его прочности, а также к повышению зависания на стенках. В этих условиях при выгрузке нижних слоев сыпучего (при открытии отверстия в днище) и уменьшении давлений в массиве можно ожидать возникновения повышенного сводообразования, то есть значительных пустот, которые приведут к обрушению основного массива заполнителя, находящегося в верхней части, и появлению значительных ударных нагрузок на днище и стены, что следует учитывать при проектировании и в процессе эксплуатации.

Явление перераспределения в результате сейсмических воздействий может происходить в силосах, заполненных не только среднезернистым песком. Наиболее подверженными этому явлению могут являться материалы с малой плотностью, создающие меньшие вертикальные давления, и как показывают опыты Шехтера, гравелистые и крупнозернистые, а также разнотернистые пески.

При сейсмических воздействиях явление перераспределения может происходить и в других сооружениях, взаимодействующих с грунтом, ячеистых ГТС и подпорных стенках, однако, в определенных условиях. Эти условия требуют отдельного изучения, поскольку в них грунт-заполнитель имеет различную степень влажности, влияющую на его виброкомпрессионные свойства и осадки.

## **Заключение**

На основании проведенных исследований можно сделать следующие выводы

1. В результате интенсивных сейсмических воздействий в силосах может возникать явление перераспределения нагрузок от веса заполнителя между стенками, приводящее к существенному повышению давлений на стены.

2. Такие нагрузки на силосы могут возникать в сооружениях, у которых наблюдаются повышенные коэффициенты динамичности (достигающие величины 2,5 или 2,0).

3. Расчеты показали, что в железобетонных силосах со среднезернистым песчаным заполнителем в результате его виброуплотнения от сейсмических воздействий могут происходить осадки, сопровождающегося повышением бокового давления на стены в 1,57 раз, а также вертикального, возникающих за счет сил трения, до 1,2 раз, которые сохраняются после воздействий определенное время.

При этом глубина заполнителя, до которой наблюдаются осадки и повышение давлений, зависит от бальности землетрясения:

а) при 9 баллах – в силосах с диаметрами от 3 м до 6 м она может достигать 25 м и более, а с диаметром 8 м – до 13 м;



б) при 8 баллах – в силосах с диаметрами 3 м и 4 м до глубины от 3 м и 5 м в зависимости от вида песка;

в) при 7 баллах – до глубины 1...1,5 м, что свидетельствует об отсутствии явления перераспределения.

4. Повышенное горизонтальное и вертикальное давления на стенки силосов может с достаточной точностью определяться по инженерной формуле автора (2).

5. Возникшее в результате сейсмического воздействия перераспределение нагрузок, повышая плотность и прочность заполнителя, а также зависание его на стенках и боковое давление, может создать сложности при опорожнении силоса вследствие возникновения повышенного сводообразования и последующего обрушения верхней части массива с появлением значительных ударных нагрузок на днище и стены.

6. Явление перераспределения нагрузок может при сейсмических воздействиях возникать также в гидротехнических ячеистых сооружениях и подпорных стенах, где от виброуплотнения происходят достаточные для этого осадки заполнителя.

### Список литературы

1. Шарков В.П. Давление грунта на ячеистые конструкции ГТС от динамических воздействий // Журнал «Гидротехническое строительство». 2019. № 2. С. 146-152.
2. СП 43.13330.2011 Сооружения промышленных предприятий. Актуализированная редакция СНиП 2.09.03-85
3. Гидротехнические сооружения. Справочник по гидротехнике (под ред. Недриги В.П.). Стройиздат. 1985. 543 с.
4. Красников Н.Д. Динамические свойства грунтов и методы их определения. Стройиздат. 1970. 240 с.
5. Латышев Б.В. Современные методы расчета железобетонных силосных корпусов. 2-е изд. доп. и перераб. Л.: Стройиздат. 1985. 192 с.
6. СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП 11-7—81\*.
7. Шарков В.П. Расчет сейсмических нагрузок на объекты природообустройства / Учебное пособие. М.: МГУП. 103 с.
8. Савинов О.А. Современные конструкции фундаментов и их расчет. Изд. 2-е, перераб. и доп. Л.: Стройиздат. Ленингр. отд. 1979. 200 с.
9. Шехтер О.Я. Экспериментальные исследования виброкомпрессионных свойств песков – Труды НИИ по основаниям и фундаментам. Стройиздат. 1953. № 22. С. 88-95.
10. Иванов П.Л. Разжижение песчаных грунтов Л-М.: Госэнергоиздат. 1962. 258 с.
11. Иванов П.Л. Длительные деформации песчаных грунтов / ЛПИ имени Калинина М.И. Научно-технический информационный бюллетень. №4. Гидротехника. Л. 1960. С. 37-40.
12. Ripper K. und Wenzel F. Druckverhältnissen in silozellen. Berlin-Munchen, 1964, p.127.
13. Алипов В.В. Исследование давления грунтового заполнителя в железобетонных гидротехнических сооружениях ячеистой конструкции. Труды ВНИИ ВОДГЕО. 1965. Выпуск 12. С. 89-103.
14. Шарков В.П. Формула для расчета горизонтальных нагрузок от заполнителя при выгрузке силоса для любой шероховатости стен // Строительная механика и расчет сооружений. 2019. № 1. С. 49-57.

## References

1. Sharkov V.P. Davlenie grunta na yacheistye konstrukcii GTS ot dinamicheskikh vozdeystvij. *Gidrotekhnicheskoe stroitel'stvo*. 2019, no. 2, pp.146-152. (In Russian)
2. SP 43.13330.2011 Sooruzheniya promyshlennykh predpriyatij. Aktualizirovannaya redakciya SNIIP 2.09.03-85
3. *Gidrotekhnicheskie sooruzheniya. Spravochnik po gidrotekhnike* (pod red. Nedrigi V.P.). Strojizdat.1985.543 p.
4. Krasnikov N.D. *Dinamicheskie svojstva gruntov i metody ih opredeleniya*. Strojizdat,1970, 240 p. (In Russian)
5. Latyshev B.V. *Sovremennye metody rascheta zhelezobetonnykh silosnykh korpusov*. 2-e izd.dop. i pererab. L.: Strojizdat, 1985,192 p. (In Russian)
6. SP 14.13330.2018 Stroitel'stvo v sejsmicheskikh rajonah. Aktualizirovannaya redakciya SNIIP 11-7—81\*
7. Sharkov V.P. *Raschet sejsmicheskikh nagruzok na ob"ekty prirodoobustrojstva /Uchebnoe posobie*. M.: MGUP.103 p. (In Russian)
8. Savinov O.A. *Sovremennye konstrukcii fundamentov i ih raschet*. Izd. 2-e, pererab. i dop. L.: Strojizdat, Leningr.otd.,1979, 200 p. (In Russian)
9. Shekhter O.Ya. *Eksperimental'nye issledovaniya vibrokompressionnykh svojstv peskov - Trudy NII po osnovaniyam i fundamentam*. Strojizdat. 1953, no.22, pp. 88-95. (In Russian)
10. Ivanov P.L. *Razzhizhenie peschanykh gruntov L-M.*: Gosenergoizdat, 1962, 258 p. (In Russian)
11. Ivanov P.L. *Dlitel'nye deformacii peschanykh gruntov /LPI imeni Kalinina M.I. Nauchno-tekhnicheskij informacionnyj byulleten'*. No.4, *Gidrotekhnika*. L.,1960, pp.37-40. (In Russian)
12. Pippel K.und Wenzel F. *Druckverhaltnissen in silozellen*. Berlin-Munchen, 1964, p.127.
13. Alipov V.V. *Issledovanie davleniya gruntovogo zapolnitelya v zhelezobetonnykh gidrotekhnicheskikh sooruzheniyah yacheistoj konstrukcii*. Trudy VNII VODGEO. 1965, Vypusk 12, pp.89-103. (In Russian)
14. Sharkov V.P. *Formula dlya rascheta gorizonta'nykh nagruzok ot zapolnitelya pri vygruzke silosa dlya lyuboj sherohovatosti sten*. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenij*. 2019, no.1, pp. 49-57. (In Russian)

## Информация об авторе / Information about the author

**Шарков Вячеслав Петрович**, кандидат технических наук, доцент, старший научный сотрудник. Российский государственный университет – МСХА имени К.А. Тимирязева, доцент кафедры гидротехнических сооружений [V.P.Sharkov@mail.ru](mailto:V.P.Sharkov@mail.ru)

**Sharkov Vyacheslav P.**, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, senior researcher. Russian State University – Moscow State Agricultural Academy named after K. A. Timiryazev, Associate Professor of the Department of Hydraulic Structures [V.P.Sharkov@mail.ru](mailto:V.P.Sharkov@mail.ru)

УДК 699.841

DOI [10.37153/2618-9283-2021-4-50-63](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-4-50-63)

### **Мониторинг и паспортизация зданий и сооружений**

**Вероятностная оценка величин надежности и отказа для монолитных зданий по результатам паспортизации**

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

**Аннотация:** В 2017-2018 годы впервые выполнена тотальная паспортизация жилого фонда многоквартирных зданий города Алматы. По результатам паспортизации внесено в базу данных всего 8171 зданий, из которых 1425 являются многоэтажными монолитными зданиями различной этажности и конструктивных типов. Выявлено также, что 1305 монолитных зданий являются сейсмостойкими, 27 – несейсмостойкими и 93 – находятся в зоне тектонических разломов на территории города. Для дальнейших исследований представляется полезным принять пессимистическую гипотезу о том, что здания, расположенные в зоне тектонических разломов, будут разрушены. В этих условиях впервые получены количественные оценки величин вероятности отказа и надежности для монолитных зданий с учетом местных особенностей сейсмического воздействия для города Алматы. Подтверждена высокая сейсмостойкость монолитных зданий. Установлено, что при учете влияния тектонических разломов вероятность отказа монолитного здания увеличивается более чем в 4 раза. Учитывается повторяемость землетрясений согласно действующей «Карты сейсмического зонирования Республики Казахстан». Способы усиления монолитных зданий должны быть индивидуальными и определяться по результатам экспериментальных исследований.

**Ключевые слова:** паспортизация, риск, монолитное здание, здание с ядром жесткости, надежность, усиление, повторяемость

**Для цитирования:** Лапин В.А., Алдахов Е.С., Алдахов С.Д., Али А.Б. Вероятностная оценка величин надежности и отказа для монолитных зданий по результатам паспортизации // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2021. №4. С. 50-63  
DOI: [10.37153/2618-9283-2021-4-50-63](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-4-50-63)

**Благодарности:** Исследования проводились с использования средств гранта АР 05130702 Министерства образования и науки Республики Казахстан.

### **Monitoring and certification of seismic constructions**

**Probabilistic estimation of reliability and failure values for monolithic buildings based on the results of certification**

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

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

**Abstract:** In 2017-2018, the total certification of the housing stock of multi-apartment buildings in Almaty was carried out for the first time. According to the results of certification, a total of 8,171 buildings were entered into the database, of which 1,425 are multi-storey monolithic buildings of various storeys and structural types. It was also revealed that 1305 monolithic buildings are earthquake-resistant, 27 – non-earthquake-resistant and 93 are located in the zone of tectonic faults on the territory of the city. Therefore, it is useful to accept the pessimistic hypothesis that buildings located in the zone of tectonic faults will be destroyed. Under these conditions, quantitative estimates of the failure probability and reliability values for monolithic buildings were obtained for the first time. The high earthquake resistance of monolithic buildings has been confirmed. It is established that when taking into account the influence of tectonic faults, the probability of failure of a monolithic building increases by more than 4 times. The frequency of earthquakes is taken into account according to the current "Map of seismic zoning of the Republic of Kazakhstan". Methods of strengthening monolithic buildings should be individual and determined by the results of experimental studies.

**Keywords:** certification, risk, monolithic building, building with a core of rigidity, reliability, reinforcement, repeatability

**For citation:** Lapin V.A., Aldakhov E.S., Aldakhov S.D., Ali A.B. Probabilistic estimation of reliability and failure values for monolithic buildings based on the results of certification. *Seismostoykoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety*. 2021, no. 4, pp. 50-63. (In Russian)

DOI: [10.37153/2618-9283-2021-4-50-63](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2021-4-50-63)

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

## 1. Введение

Территория города Алматы расположена в зоне возможных очагов землетрясений (зоны ВОЗ) с магнитудой 7,1 и более. На территории города находятся многочисленные тектонические разломы. Сильные землетрясения могут вызвать на поверхности грунта остаточные деформации, обвалы, оползни, сели и сейсмические воздействия с интенсивностью проявления свыше 9 баллов. Все это наблюдалось при сильнейших землетрясениях в 1887-1911 годах (Верненское, 1887 года, Чиликское, 1889 года и Кебинское (Кеминское), 1911 года) [1-3]. На территории города имеются многочисленные тектонические разломы. Прилавки (высокие предгорья) города относятся к десятибалльным зонам.

Монолитные конструкции зданий для сейсмических районов стали распространяться в 60-70 годы двадцатого века в различных городах бывшего СССР – Алматы, Кишиневе, Тбилиси, Баку, Сочи и т.д. Наибольшее распространение для многоэтажного строительства получили конструктивные схемы с диафрагмами и ядрами жесткости. В городе Алматы были запроектированы и возведены 12-этажные каркасно-панельные здания с ядром жесткости из монолитного железобетона.

Многочисленные экспериментальные исследования и анализ последствий сильных землетрясений выявили высокую надежность монолитных зданий в сложных сейсмических и инженерно-геологических условиях.

Ниже проводятся количественные оценки надежности и риска таких зданий с использованием результатов паспортизации. Такие данные по оценкам отказа и надежности монолитных зданий для города Алматы получены впервые.

## 2. Методы и объекты

### 2.1. Конструктивные решения монолитных зданий

Проектирование и возведение многоквартирных жилых домов из монолитного железобетона является одним из широко применяемых экономических направлений современного сейсмостойкого строительства.

Монолитное домостроение обладает следующими преимуществами:

– архитектурно-планировочные возможности домов из монолитного железобетона чрезвычайно разнообразны, позволяя добиваться высокой архитектурной выразительности, возводить оригинальные, неоднородные по форме и структуре, сложные по планировке, высоте и конструктивному решению сооружения;

– здания из монолитного железобетона, наряду с повышенной пластичностью, обладают высокой прочностью, жесткостью и долговечностью, рабочая арматура в таких конструкциях меньше подвержена коррозии, более полно используются прочностные и деформативные характеристики бетона и арматуры;

– дома из монолитного железобетона можно возводить в районах, не имеющих развитой индустриальной базы;

– инвентарные устройства и оборудование, применяемые для возведения монолитных домов, дешевле, не требуют значительных производственных площадей.

В 80-е годы прошлого века в г. Алматы произошел переход от возведения единичных монолитных зданий к строительству крупных архитектурных ансамблей из монолитного железобетона. Для их строительства применяли различные технологические методы: с использованием скользящей, крупнощитовой и объемно-переставной опалубки туннельного типа. Был построен 9-этажный жилой дом из монолитного бетона с применением скользящей опалубки на пересечении пр. Абая и ул. Алтынсарина, затем были построены три 9-этажных жилых дома из монолитного керамзитобетона в скользящей опалубке на ул. Жандосова. После этого были возведены несколько 9- и 12-этажных монолитных зданий из керамзитобетона с использованием скользящей опалубки на улице Жандосова и пр. Достык. Затем было освоено строительство 12- и 16-этажных жилых домов с монолитными ядрами жесткости и сборным железобетонным каркасом.

В 80-х годах было освоено строительство монолитных зданий в объемно-переставной опалубке. Микрорайоны Самал застроены типовыми 9-, 12- и 16-этажными жилыми домами в переставной и скользящей опалубке. В микрорайонах Аксай-1 и Аксай-2 большая часть 12-этажных жилых домов построена из монолитного бетона с использованием переставной и туннельной опалубки.

С обретением независимости Казахстана в г. Алматы начался новый этап строительства многоэтажных монолитных жилых зданий. Эти дома строятся высотой от 12-ти до 23-х этажей по индивидуальным проектам с привлечением частных инвестиций.

В последние годы по госпрограмме «НУР-ЖЕР» широко развернуто строительство социального жилья с возведением многоквартирных жилых домов высотой 5-9 этажей. В настоящее время в городе Алматы имеется несколько сотен многоэтажных многоквартирных жилых домов из монолитного железобетона.

Монолитные многоквартирные жилые дома проектируются и строятся по стеновым, каркасно-стеновым конструктивным системам, в виде каркасов с ядрами жесткости (каркасно-ствольная система), в виде рамно-связевых каркасов.

При проведении работ по паспортизации было проведено визуальное обследование и составлен электронный паспорт на 81 монолитный многоквартирный жилой дом, в том числе:

- в Алмалинском районе – 22 здания,
- в Бостандыкском районе – 3 здания,
- в Медеуском районе – 56 зданий.

Результаты технического обследования с расчетно-аналитическим анализом оценки сейсмостойкости показывают, что монолитные многоквартирные жилые дома с различными объемно-планировочным и конструктивным решениями соответствуют требованиям действующих норм сейсмостойкого строительства [1].

## 2.2. Экспериментальные исследования монолитных зданий в Алматы

Институтом «Алматыгипрогор» при участии Главалматастрога был разработан проект 48-квартирного жилого дома с ядром жесткости для строительства в районах с сейсмичностью 9 баллов. Высота здания 12 этажей. В основу конструктивного решения проекта положен принцип разделения функций несущих элементов зданий. Ядро жесткости из монолитного железобетона должно воспринимать основную часть горизонтальных нагрузок, каркас – вертикальные нагрузки.

Монолитный железобетонный сердечник (ядро жесткости) имеет размеры в плане 5,3x5,3 м с толщиной стен 30 см и возведен с помощью скользящей опалубки. Сборные железобетонные колонны каркаса высотой в 3 этажа имеют сечения 30x30 см.

Фундаменты под зданием комбинированные – под железобетонный сердечник и непосредственно примыкающие стойки запроектирована железобетонная ребристая плита., фундаменты крайних стоек каркаса приняты столбчатыми.

Вибрационным испытаниям здания предшествовали записи его свободных колебаний, вызванные оттяжкой здания тросом. Период свободных колебаний в поперечном направлении составил 0,68 сек, в продольном – 0,71 сек.

На начальных этапах вибрационных испытаний период колебаний зданий в поперечном направлении составлял 0,7 сек. На последних этапах испытания, когда прикладывались максимальные динамические нагрузки, период колебания возрастал до 0,96 сек [4].

По результатам испытаний было показано:

- Нелинейная работа конструкций здания с монолитным ядром жесткости;
- Выявлено значительное различие между расчетным и экспериментальным периодом колебаний.

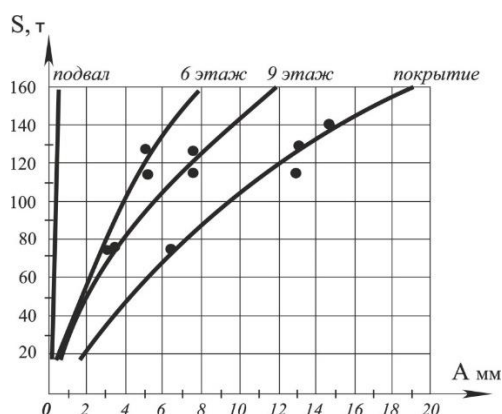


Рисунок 1 – Зависимость силы-перемещения по этапам испытания

Figure 1 – Force-displacement relationship across the test stages

На 16-этажном жилом здании с ядром жесткости в городе Алматы расположена станция инженерно-сейсмометрической службы, которая дала интересную инструментальную информацию при различных землетрясениях [5,6].

Получены инструментальные данные о поведении здания при локальном землетрясении с очагом на территории города (рис.2) или недалеко от него (рис.3). Отмечено отсутствие эффекта резонанса по первой форме колебания. Генерируемые этими очагами землетрясения носят в целом высокочастотный характер.

Отметим, что резонансные колебания здания имели место при удаленном землетрясении 9 августа 2017 года с очагом на территории Китая [7]. Был выявлен период колебания по основному тону 1,44 сек и по второму – 0,43 сек.

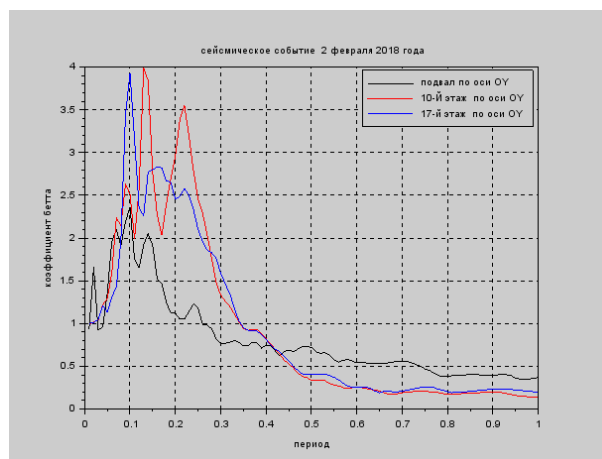


Рисунок 2 – Спектральные кривые сейсмических событий 2 февраля 2018 г. (поэтажные по оси OY)

Figure 2 – Spectral curves of seismic events on February 2, 2018 (floor-by-floor by OY axis)

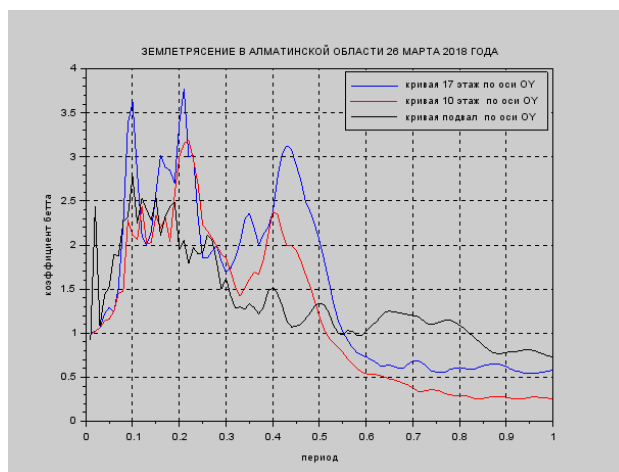


Рисунок 3 – Спектральные кривые сейсмических событий 26 марта 2018 г. (поэтажные по оси OY)

Figure 3 – Spectral curves of seismic events on March 26, 2018 (floor-by-floor along the OY axis)

### 2.3. Тектонические разломы в Алматы

Территория г. Алматы расположена в пределах депрессии (впадины) со сложной поверхностью фундамента палеозойских скальных пород с максимальной глубиной погружения 3200-3800 м. Южный, наиболее крутой, борт депрессии имеет глубину залегания отложений палеозоя от 0 м (выход на поверхность на склонах Заилийского Алатау) до 2600 м. Сравнительно пологий северный борт депрессии характеризуется глубиной фундамента от 1800 м на северо-западе до 2200 м на северо-востоке. Осадочный чехол сложен терригенными отложениями, значительную часть которых на южном борту впадины в пределах города составляют крупнообломочные породы конусов выноса горных рек [2].

На основании всех имеющихся результатов изучения тектонического строения депрессии в г. Алматы и на прилегающих территориях общей площадью 420 км<sup>2</sup> выделены линейные зоны возможного проявления разломов на дневной поверхности, которые показаны на Карте комплексного сейсмического микрорайонирования г. Алматы. Ширина зон разломов установлена с определенной долей условности и в среднем составляет 300 м. Таким образом, общая площадь зон разломов при их суммарной длине около 110 км составляет 3750 га, или 37,5 км<sup>2</sup>.

Согласно требованиям республиканских старых строительных норм СН РК Б.2.2-9-95 «Застройка г. Алматы с учетом сейсмического микрорайонирования», строительных норм 2006 года в зонах возможного проявления тектонических разломов на дневной поверхности размещение зданий и сооружений не допускалось. Тем не менее, более 50% территории, расположенной в зонах разломов, было застроено ранее как индивидуальной жилой застройкой, так и высотными жилыми, общественными и административными зданиями. Такая практика и сложившаяся ситуация создают настоящую угрозу наиболее вероятного разрушения этих зданий при сильных землетрясениях, т.к. они были построены и продолжают строиться без применения повышенных конструктивных мер безопасности.

На рис. 4 - 6 представлены архивные фотографии по историческим землетрясениям, показывающие возможные деформации земной поверхности вблизи тектонических разломов [3].

### 3. Результаты

Результаты паспортизации можно рассматривать как экспериментальную оценку сейсмостойкости зданий с привлечением некоторых дополнительных предпосылок [8-12].

В таблице 1 приведены результаты паспортизации по всем монолитным зданиям. Не сейсмостойких зданий 1,90% от всего количества монолитных зданий. Поэтому группа монолитных зданий представляется достаточно безопасной для проживания.

Однако рассматриваем самый пессимистический случай, состоящий в том, что здания, расположенные в зонах городских тектонических разломов неизбежно будут разрушены. Это последний столбец из таблицы 1. Всего таких монолитных зданий 93. С учетом заведомо не сейсмостойких зданий количество сейсмостойких зданий оказывается равным 1305.

Следовательно, общая надежность группы многоэтажных монолитных зданий с учетом расположенных на тектонических разломах, составит

$$W_{\text{раз}}=1305/1425=0,916. \quad (1)$$

Без учета тектонических разломов



$$W=1398/1425=0,981. \quad (2)$$

Различия между указанными величинами надежности порядка 7%, что достаточно существенно.

Таблица 1. – Многоквартирные монолитные жилые дома

Table 1 – Multi-apartment monolithic residential buildings

№	Количество зданий	Сейсмостойкие здания	Не сейсмостойкие здания	Здания в зоне тектонических разломах
1	1425	1305	27	93

Интересно отметить, что для весьма сейсмостойких монолитных зданий гипотеза неперемещения разрушения зданий, расположенных на тектонических разломах, значительно влияет на оценки надежности и сейсмостойкости. Расположение здания в зоне разлома это дополнительный и очень существенный поражающий фактор. Интересно отметить, что показатели надежности здесь характеризуют также влияние расположения зданий. На разломы могло попасть значительно большее количество зданий или не попасть вовсе. Конечно, априори нельзя сказать с достоверностью о влиянии тектонического разлома на прочность и надежность здания. Однако запрещение строительства любых типов зданий вблизи разломов свидетельствует в пользу нашей гипотезы.

На уникальных архивных фотографиях (рис. 4-6) показано, какие трещины могут возникать на дневной поверхности при сильных землетрясениях [3]. Особенно показателен рис.4, на котором видно, как трещина расколола достаточно податливое дерево высотой до 3,5 м.



Рисунок 4 – Последствия Кеминского землетрясения на территории г. Верный (ныне Алматы). При землетрясении в грунте образовалась обширная трещина, вызвавшая разрушение фундамента здания

Figure 4 – The consequences of the Kemin earthquake on the territory of Verny (now Almaty). During the earthquake, an extensive crack formed in the ground, causing the destruction of the foundation of the building



Рисунок 5 – Последствия Кеминского землетрясения на территории г. Верный. На фото показаны обширные трещины в грунте в северо-восточной части территории города. Ширина раскрытия трещин достигает 100 см, а глубина в отдельных случаях до 500 см.

Figure 5 – The consequences of the Kemin earthquake on the territory of Verny. The photo shows extensive cracks in the ground in the north-eastern part of the city. The width of the crack opening reaches 100 cm, and the depth in some cases up to 500 cm.



Рисунок 6 – Последствия Кеминского землетрясения на территории г. Верный. На фото показано дерево диаметром до 0.5 м, разорванное вдоль на высоту до 3.5 м трещиной, образовавшейся в грунте

Figure 6 – The consequences of the Kemin earthquake on the territory of Verny. The photo shows a tree with a diameter of up to 0.5 m, torn along to a height of up to 3.5 m by a crack formed in the ground

#### 4. Обсуждение

Отказ  $Q$  здесь событие, состоящее в том, что при землетрясении интенсивностью 9 баллов степень повреждения объекта будет такой, при которой будет исключено его дальнейшее функционирование. Отнесение здания к классу не сейсмостойких при паспортизации выполняется группой экспертов, которые на основе предыдущего опыта и объективной информации относят его к указанному классу.

Таким образом, также реализуем пессимистический сценарий – предполагается, что все здания, расположенные в зоне разломов будут разрушены или получают повреждения, исключающие их дальнейшую эксплуатацию.

Далее учитывается вероятность отказа с учетом повторяемости землетрясений.

Учитываем результаты «Карты сейсмического зонирования территории Республики Казахстан». Реализуется схема или землетрясение с повторяемостью 1 раз в 475 лет, или 1 раз в 2475 лет. Срок службы здания принят 50 лет.

В таблице 2 приведены величины вероятностей отказа в случаях учета и не учета тектонических разломов.

Таблица 2 – Характеристики вероятности отказа  $Q$  для монолитных зданий

Table 2 – Failure probability characteristics  $Q$  for monolithic buildings

№	Величина отказа	Величины отказа при повторяемости 475 лет	Величина отказа при повторяемости 2475 лет
Без учета разломов	0,019	0,0020	0,0004
С учетом разломов	0,084	0,0089	0,0017

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

Тогда величина общей надежности по группе монолитных жилых зданий с учетом тектонических разломов

$$W_{\text{тек}} = 1 - 0,0089 - 0,0017 = 0,9894 \quad (3)$$

и без учета тектонических разломов

$$W_{\text{мон}} = 1 - 0,0020 - 0,0004 = 0,9976 \quad (4)$$

Полученная величина общей надежности  $W_{\text{тек}}$  есть объективная количественная характеристика состояния группы монолитных многоэтажных жилых зданий в г. Алматы с учетом повторяемости сейсмического воздействия и возможности разрушения зданий, расположенных на тектонических разломах. Дальнейшие действия могут изменять указанную величину  $W_{\text{тек}}$ .

Следует отметить, что вероятность отказа может быть также определена с помощью других методов определения вероятности отказа и надежности [13-22], разработанных отечественными и зарубежными специалистами.

В заключение добавим, что в городе Алматы монолитных зданий на сейсмоизолирующих фундаментах не имеется. Однако применение систем сейсмоизоляции целесообразно и для монолитных зданий [23-28].

## 5. Выводы

1. Установлено, что 1305 монолитных жилых зданий являются сейсмостойкими, 27 – несейсмостойкими и 93 – находятся в зоне тектонических разломов на территории города.
2. Выявлено, что при учете наличия тектонических разломов на территории города Алматы, вероятность отказа монолитных зданий увеличивается более чем в 4 раза.
3. Проведенный комплекс работ по оценке технического состояния, результаты эмпирической оценки надежности и сейсмостойкости позволяют заключить, что монолитные многоквартирные жилые дома в целом отвечают требованиям норм, регламентирующих строительство в сейсмических районах Республики Казахстан
4. Получены вероятностные оценки надежности монолитных зданий по результатам паспортизации как с учетом повторяемости землетрясений, так и без нее.
5. Предлагается при проведении паспортизации всегда подсчитывать количество зданий вблизи и на тектонических разломах.

## Список литературы

1. Жунусов Т.Ж. Основы сейсмостойкости сооружений. Алматы: РАУАН, 1990. 272с.
2. Белослюдцев В.М. Изучение зон разломов г. Алматы с целью их строительного освоения. «Исследование сейсмостойкости сооружений и конструкций». 2001г., вып.20(30). С.35-37.
3. Таубаев А.С. Аналитическая записка о сейсмическом режиме города Алматы и сейсмостойкости его застройки. Алматы: КазНИИСА. 2008. 28 с.
4. Жунусов Т.Ж., Ашимбаев М.У., Бейсенов М.О., Каламкарров С.И., Ротгауз Б.А. Вибрационные испытания 12-этажного жилого дома с ядром жесткости. Алматы. «Совершенствование методов расчета и конструирования зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах». Кишинев, 1976. С.161-169.
5. Lapin V.A., Yerzhanov S.E., Essenberlina D.I. Dynamics of a 16-storey building with a core of rigidity in a local earthquake. – IOP Conference Series: Material Science and Engineering 953 012086 doi:10.1088/1757-899X/953/1/012086
6. Lapin V.A., Yerzhanov S.E., Kassenov K., Makish N., Essenberlina D.I., Kassenov D. Response of the building with a stiffening core during an earthquake of February 02, 2018 in the territory of metropolis.- E3S Web of Conference, 2020, 217, 01008 <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202021701008>
7. Ержанов С.Е., Лапин В.А., Даугавет В.П., Девярых А.А. Исследование реакции 16-этажного дома с ядром жесткости при землетрясении 9 августа 2017 года // Вестник АО «КазНИИСА».2018.1(77). С.19-27.
8. Лапин В.А., Алдахов Е.С., Алдахов С.Д., Али А.Б. Вероятностная оценка величин надежности и риска по результатам паспортизации // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений».2020.№3. С.53-68. doi 10.37153/2618-9283-2020-3-53-68
9. Лапин В.А., Ержанов С.Е. Алгоритмы определения сейсмического риска для зданий и сооружений в Республике Казахстан // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений». 2017. №3. С.31-39.
10. Алдахов Е.С. Способы оценки сейсмического риска применительно к мегаполису города Алматы // Вестник АО «КазНИИСА». 2019 г., вып.7.(95). С.35-46.
11. Тулеев Т.Д., Алдахов С.Д., Алдахов Е.С., Битимбаев А.Т., Али А.Б., Тажикенов А.Б., Лободрыга Т.Д. Паспортизация объектов недвижимости города Алматы // Вестник АО «КазНИИСА». 2018 г., вып.2.(78). С.6-10.
12. Шокбаров Е.М. Паспортизация зданий и сооружений города Алматы // Вестник

АО «КАЗНИИСА». 2020 г., вып.1(1-3). С.93-96.

13. Хакимов Ш.А. Некоторые вопросы оценки сейсмического риска и антисейсмического усиления зданий. «Исследование сейсмостойкости сооружений и конструкций». 2001г., вып.20(30). С.167-184.

14. Райзер В.Д. Теория надежности сооружений. М.: Издательство «АСВ», 2010. 384с.

15. Сейсмический риск и инженерные решения. Сб. статей / Под ред. Ломниц У., Розенблют Э.М.: Наука, 1981. 86 с.

16. Джинчвелашвили Г.А., Дзержинский Р.И., Денисенкова Н.Н. Количественные оценки сейсмического риска и энергетические концепции сейсмостойкого строительства // Компьютерные исследования и моделирование. 2018. Т.10. №1. С.61-76.

17. Айзенберг Я.М. Модели сейсмического риска и методологические проблемы планирования мероприятий по смягчению сейсмических бедствий // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2004.№6.С.31-37.

18. Кофф Г.Л., Гусев А.А., Воробьев Ю.Л., Козьменко С.Н. Оценка последствий чрезвычайных ситуаций. М.:ИПК РЭФИА, 1998. 364 с.

19. Напетваридзе Ш.Г. Вероятностные задачи инженерной сейсмологии и теории сейсмостойкости. Издательство «Мецниереба», Тбилиси.1985.110 с.

20. Liu Xiao-Xiao, Wang Yuan-Sheng. A New Formulation on Seismic Risk Assessment for Reinforced Concrete Structures with Both Random and Bounded Uncertainties. – Discrete dynamics in Nature&Society, 11(1)2018, pp.1-15. DOI:10.1155/2018/5027958.

21. Fathi-Fazi Reza, Jacques Eric, Cai Zhen, Kadhom Bessam Development of a preliminary seismic risk screening tool for existing building in Canada. – Canadian Journal of Civil Engineering, 2018, vol.45 Issue 9, pp.717-727. DOI:10.1139/cjce-2017-0504

22. Bunea Geordina, Doniga Cornel, Atanasiu Gabriela M. Study Concerning the Level of Seismic Risk in Iasi Municipality. – Advanced Engineering Forum. 2017, Vol.21, pp.86-93. DOI 10.4028/www.scientific.net/AEF.21.86.

23. Ahmad Naveed, Ali Qaisar, Adil Muhammad, Khan Akhtar Naeem. Developing Seismic Risk Prediction Functions for Structures. – Shock&Vibration. 4/29/2018, pp.1-22. DOI:10.1155/2018/4186015.

24. Hare H.John. A different way of thinking about seismic risk: a call for debate. – Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Sep2019, Vol.52 Issue 3, pp.141-149. DOI:10.5459/BNZSEE.52.3.141-149

25. Lapin V A, Yerzhanov S E, Aldakhov Y S. (2020) Statistical modeling of a seismic isolation object under random seismic exposure Journal of Physics: Conference Series 1425 012006 doi:10/1088/1742-6596/1425/1/012006

26. Dyrda V., Kobets A., Bulat I., Lapin V., Lysytsia N., Ahaltsov H., & Sokol S. (2019) Vibroseismic protection of heavy mining machines, buildings and structures. *E3S Web of Conferences*, **109**, 00022. <http://doi.org/10.1051/e3sconf/201910900022>

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

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

## References

1. Zhunusov T.Zh. Osnovy` sejsmostojkosti sooruzhenij. Almaty: RAUAN, 1990. 272 p.
2. Beloslyudczev V.M. Izuchenie zon razlomov g. Almaty` s czel`yu ikh stroitel`nogo osvoeniya. «Issledovanie sejsmostojkosti sooruzhenij i konstrukczij», 2001, vy`p.20(30), pp.35-37.
3. Taubaev A.S. Analiticheskaya zapiska o sejsmicheskom rezhime goroda Almaty` i sejsmostojkosti ego zastrojki. Almaty`: KazNIISA, 2008. 28 p.
4. Zhunusov T.Zh., Ashimbaev M.U., Bejsenov M.O., Kalamkarov S.I., Rotgauz B.A. Vibracziorny`e ispy`taniya 12-e`tazhnogo zhilogo doma s yadrom zhestkosti. Almaty`, «Sovershenstvovanie metodov rascheta i konstruirovaniya zdaniy i sooruzhenij, vozvodimy`kh v sejsmicheskikh rajonakh». Kishinev, 1976, pp.161-169.
5. Lapin V.A., Yerzhanov S.E., Essenberlina D.I. Dynamics of a 16-storey building with a core of rigidity in a local earthquake. – IOP Conference Series: Material Science and Engineering 953 012086 doi:10.1088/1757-899X/953/1/012086
6. Lapin V.A., Yerzhanov S.E., Kassenov K., Makish N., Essenberlina D.I., Kassenov D. Response of the building with a stiffening core during an earthquake of February 02, 2018 in the territory of metropolis - E3S Web OF Conference 217 01008 2020 <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202021701008>
7. Erzhanov S.E., Lapin V.A., Daugavet V.P., Devyaty`kh A.A. Issledovanie reakczii 16-e`tazhnogo doma s yadrom zhestkosti pri zemletryaseni 9 avgusta 2017 goda. Vestnik AO «KazNIISA».2018, 1(77), pp.19-27.
8. Lapin V.A., Aldakhov E.S., Aldakhov S.D., Ali A.B. Veroyatnostnaya ocenka velichin nadezhnosti i riska po rezul`tatam pasportizaczii. Sejsmostojkoe stroitel`stvo. Bezopasnost` sooruzhenij». 2020, no 3, pp.53-68. doi 10.37153/2618-9283-2020-3-53-68
9. Lapin V.A., Erzhanov S.E. Algoritmy` opredeleniya sejsmicheskogo riska dlya zdaniy i sooruzhenij v Respublike Kazakhstan. Sejsmostojkoe stroitel`stvo. Bezopasnost` sooruzhenij». 2017, no.3. - pp.31-39.
10. Aldakhov E.S. Sposoby` ocenki sejsmicheskogo riska primenitel`no k megapolisu goroda Almaty`. Vestnik AO KazNIISA. 2019, vy`p.7 (95), pp.35-46.
11. Tuleev T.D., Aldakhov S.D., Aldakhov E.S., Bitimbaev A.T., Ali A.B., Tazhikenov A.B., Lobodry`ga T.D. Paspportizacziiya ob`ektov nedvizhimosti goroda Almaty`. Vestnik AO KazNIISA. 2018, vy`p.2 (78), pp.6-10.
12. Shokbarov E.M. Paspportizacziiya zdaniy i sooruzhenij goroda Almaty`. Vestnik AO KAZNIISA. 2020, vy`p.1(1-3), pp.93-96.
13. Khakimov Sh.A. Nekotory`e voprosy` ocenki sejsmicheskogo riska i antisejsmicheskogo usileniya zdaniy. «Issledovanie sejsmostojkosti sooruzhenij i konstrukczij». 2001, vy`p.20 (30), pp.167-184.
14. Rajzer V.D. Teoriya nadezhnosti sooruzhenij.M.: Izdatel`stvo «ASV», 2010. 384 p.
15. Sejsmicheskij risk i inzhenerny`e resheniya. Sb. statej / Pod red. Lomnitz U., Rozenblyut E`. M.: Nauka, 1981. 86 p.
16. Dzhinchvelashvili G.A., Dzerzhinskij R.I., Denisenkova N.N. Kolichestvenny`e ocenki sejsmicheskogo riska i e`nergeticheskie koncepczii sejsmostojkogo stroitel`stva. Komp`yuterny`e issledovaniya i modelirovanie. 2018, t.10, no.1, pp.61-76.
17. Eizenberg J.M. Modeli sejsmicheskogo riska i metodologicheskie problemy` planirovaniya meropriyatij po smyagcheniyu sejsmicheskikh bedstvij. Sejsmostojkoe stroitel`stvo. Bezopasnost` sooruzhenij». 2004, no.6, pp.31-37.
18. Koff G.L., Gusev A.A., Vorob`ev Yu.L., Koz`menko S.N. Ocenka posledstvij chrezvy`chajny`kh situaczij. M.:IPK RE`FIA, 1998. 364 p.
19. Napetvaridze Sh.G. Veroyatnostny`e zadachi inzhenernoj sejsmologii i teorii

sejsmostojkosti. – Izdatel'stvo «Meczniereba», Tbilisi.1985,110 p.

20. Liu Xiao-Xiao, Wang Yuan-Sheng. A New Formulation on Seismic Risk Assessment for Reinforced Concrete Structures with Both Random and Bounded Uncertainties. – Discrete dynamics in Nature&Society, 11(1)2018, pp.1-15. DOI:10.1155/2018/5027958.

21. Fathi-Fazi Reza, Jacques Eric, Cai Zhen, Kadhom Bessam. Development of a preliminary seismic risk screening tool for existing building in Canada. – Canadian Journal of Civil Engineering, 2018, vol.45 Issue 9, pp.717-727. DOI:10.1139/cjce-2017-0504

22. Bunea Geordina, Doniga Cornel, Atanasiu Gabriela M. Study Concerning the Level of Seismic Risk in Iasi Municipality. – Advanced Engineering Forum. 2017, Vol.21, pp.86-93. DOI 10.4028/www.scientific.net/AEF.21.86.

23. Ahmad Naveed, Ali Qaisar, Adil Muhammad, Khan Akhtar Naeem. Developing Seismic Risk Prediction Functions for Structures. – Shock&Vibration. 4/29/2018, pp.1-22. DOI:10.1155/2018/4186015.

24. Hare H. John. A different way of thinking about seismic risk: a call for debate. – Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Sep2019, Vol.52 Issue 3, pp.141-149. DOI:10.5459/BNZSEE.52.3.141-149

25. Lapin V.A., Yerzhanov S.E., Aldakhov Y.S. (2020) Statistical modeling of a seismic isolation object under random seismic exposure Journal of Physics: Conference Series 1425 012006 doi:10/1088/1742-6596/1425/1/012006

26. Dyrda V., Kobets A., Bulat I., Lapin V., Lysytsia N., Ahaltsov H., & Sokol S. (2019) Vibroseismic protection of heavy mining machines, buildings and structures. E3S Web of Conferences, 109, 00022. <http://doi.org/10.1051/e3sconf/201910900022>

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

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

### **Сведения об авторах / Information about the authors**

**Лапин Владимир Алексеевич**, кандидат технических наук, Директор Центра научных исследований строительной отрасли, ученый секретарь, член-корреспондент НИА РК и МИА, академик Казахской академии архитектуры и строительных наук, АО «КазНИИСА». Алматы, Республика Казахстан [lapin\\_1956@list.ru](mailto:lapin_1956@list.ru)

**Алдахов Еркин Серикович**, Директор Центра сейсмостойкости, обследования зданий и сооружений, АО «КазНИИСА». Алматы, Республика Казахстан [ealdakhov@kazniisa.kz](mailto:ealdakhov@kazniisa.kz)

**Алдахов Серик Джумаханович**, заведующий лабораторией системного анализа последствий землетрясений, стихийных бедствий и сейсмического мониторинга АО «КазНИИСА». Алматы, Республика Казахстан [saldakhov@kazniisa.kz](mailto:saldakhov@kazniisa.kz)

**Али Алимжан**, ведущий инженер лаборатории системного анализа последствий землетрясений, стихийных бедствий и сейсмического мониторинга, АО «КазНИИСА». Алматы, Республика Казахстан [aali@kazniisa.kz](mailto:aali@kazniisa.kz)

**Lapin Vladimir A.**, Candidate of Technical Sciences, Director of the Center for Scientific Research of the Construction Industry, Scientific Secretary, Corresponding member of the NIA RK and MIA, academician of the Kazakh Academy of Architecture and Construction Sciences, KazRDICA JSC. Almaty, Republic of Kazakhstan [lapin\\_1956@list.ru](mailto:lapin_1956@list.ru)

**Aldakhov Yerkin S.**, Director of the Center for Earthquake Resistance, Inspection of Buildings and Structures, KazRDICA JSC. Almaty, Republic of Kazakhstan [ealdakhov@kazniisa.kz](mailto:ealdakhov@kazniisa.kz)

**Aldakhov Serik D.**, Head of the Laboratory for System Analysis of the consequences of Earthquakes, Natural Disasters and Seismic Monitoring KazRDICA JSC. Almaty, Republic of Kazakhstan [saldakhov@kazniisa.kz](mailto:saldakhov@kazniisa.kz)

**Ali Alimzhan**, Leading Engineer of the Laboratory for System Analysis of the consequences of Earthquakes, Natural Disasters and Seismic Monitoring, KazRDICA JSC. Almaty, Republic of Kazakhstan [aali@kazniisa.kz](mailto:aali@kazniisa.kz)