



**НИЦ строительство**  
научно-исследовательский центр



ЦНИИСК  
ИМ. В.А. КУЧЕРЕНКО



НИИЖБ  
ИМ. А.А. ВОЗДВЖА

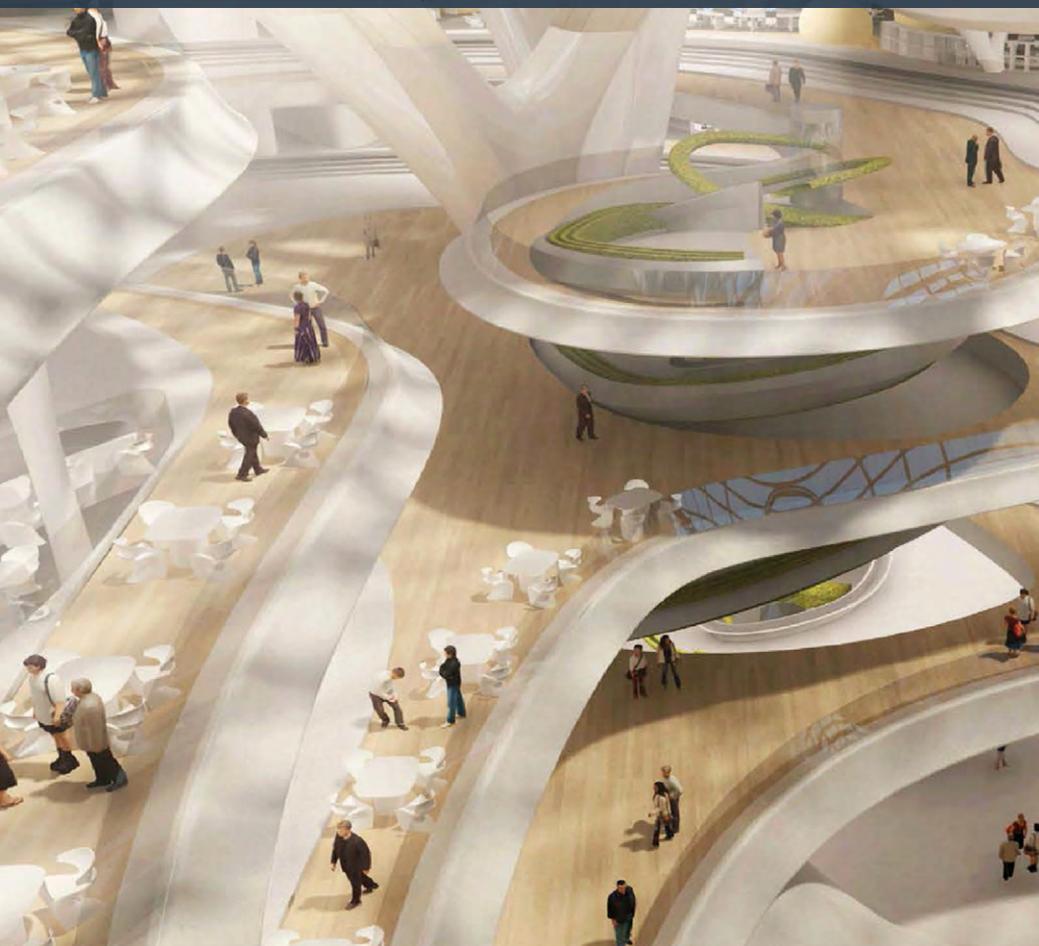


НИИОСП  
ИМ. НАТ. ГРЕСВАНОВА

№ 4(31) 2021г.

# ВЕСТНИК

## НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»



### ИССЛЕДОВАНИЯ ПО ТЕОРИИ СООРУЖЕНИЙ



ЦНИИСК  
ИМ. В.А. КУЧЕРЕНКО





**НИЦ строительство**  
научно-исследовательский центр



**ЦНИИСК**  
ИМ. В.А. КУЧЕРЕНКО

# **ВЕСТНИК**

## **НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»**

**№ 4(31) 2021**

# **ИССЛЕДОВАНИЯ ПО ТЕОРИИ СООРУЖЕНИЙ**

Издается с 1932 г. под названием «Исследования по теории сооружений»,  
с 2009 г. – ВЕСТНИК ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко «Исследования по теории сооружений»,  
с 2010 г. – ВЕСТНИК НИЦ «Строительство»  
Выходит четыре раза в год

Вестник НИЦ «Строительство» включен в перечень ВАК с 03.10.2019 г. по научным специальностям:  
2.1.1 – Строительные конструкции, здания и сооружения;  
2.1.2 – Основания и фундаменты, подземные сооружения;  
2.1.5 – Строительные материалы и изделия.

Учредитель: АО «НИЦ «Строительство»

Адрес редакции: 109428, г. Москва, ул. 2-я Институтская, дом 6, стр. 1  
тел.: +7 (495) 602-00-70 доб. 1002 / 1014  
e-mail: [vestnicstroy@list.ru](mailto:vestnicstroy@list.ru)

При цитировании ссылка обязательна.  
Перепечатка материалов допускается только с письменного разрешения редакции.

**Главный редактор**  
**ЗВЕЗДОВ Андрей Иванович,**  
д-р техн. наук, проф.

**БАЖЕНОВ** Валентин Георгиевич, акад. АИН,  
д-р физ.-мат. наук, проф. (НИИМ ННГУ,  
г. Н. Новгород)

**VAL** Dimitri V., Dr. (School of the Built Environment,  
Edinburgh, UK)

**ВЕДЯКОВ** Иван Иванович, д-р техн. наук,  
проф. (дир. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко  
АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

**ДАВИДЮК** Алексей Николаевич, д-р техн. наук  
(г. Москва)

**ЕРЕМЕЕВ** Павел Георгиевич, д-р техн. наук,  
проф. (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко  
АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

**КОЛЫБИН** Игорь Вячеславович, канд. техн. наук  
(дир. НИИОСП им. Н.М. Герсевича  
АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

**КОНДРАТЬЕВА** Лидия Никитовна, д-р техн. наук,  
проф. (СПбГАСУ, г. Санкт-Петербург)

**КУРБАЦКИЙ** Евгений Николаевич, д-р техн.  
наук, проф. (РУТ МИИТ, г. Москва)

**LYAMIN** Andrei, Prof. (School of Engineering,  
Callaghan, Australia)

**МАИЛЯН** Дмитрий Рафаэлович, д-р техн. наук,  
проф. (ФГБОУ ВО «Донской государственный  
технический университет», г. Ростов-на-Дону)

**МОНДРУС** Владимир Львович, д-р техн. наук,  
проф. (МГСУ, г. Москва)

**НЕМЧИНОВ** Юрий Иванович, акад. АИН, АСУ,  
д-р техн. наук, проф. (ГП НИИСК, г. Киев,  
Украина)

**НЕСВЕТАЕВ** Григорий Васильевич,  
д-р техн. наук, проф. (ФГБОУ ВО «Донской  
государственный технический университет»,  
г. Ростов-на-Дону)

**ОБОЗОВ** Владимир Иванович, д-р техн. наук,  
проф. (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко  
АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

**PUZBIN** Alexander, Prof., Dr. (Institute for  
Geotechnical Engineering, Zurich, Switzerland)

**ПЯТИКРЕСТОВСКИЙ** Константин  
Пантелеевич, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК  
им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство»,  
г. Москва)

**СМИРНОВА** Любовь Николаевна, научный  
редактор, канд. техн. наук (ученый секретарь  
АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

**СТАВНИЦЕР** Леонид Рувимович, д-р техн. наук,  
проф. (НИИОСП им. Н.М. Герсевича  
АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

**ТАМРАЗЯН** Ашот Георгиевич, д-р техн. наук,  
проф. (МГСУ, г. Москва)

**ТЕР-МАРТИРОСЯН** Армен Заветович, д-р техн.  
наук (ИГЭС НИУ МГСУ, г. Москва)

**ТРАВУШ** Владимир Ильич, акад. РААСН,  
д-р техн. наук, проф. (ЗАО «Горпроект»,  
г. Москва)

**ФАРФЕЛЬ** Михаил Иосифович, канд. техн. наук  
(ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко  
АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

**ФЕДОРОВСКИЙ** Виктор Григорьевич, канд. техн.  
наук (НИИОСП им. Н.М. Герсевича  
АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

**ХАЧИЯН** Эдуард Ефремович, акад. НАН РА,  
д-р техн. наук, проф. (ЕГУАИС, г. Ереван)

**Вестник НИЦ «Строительство».**

**Исследования по теории сооружений: Сб. статей.**

Вып. 4(31) / под ред. А.И. Звездова – М.:

АО «НИЦ «Строительство». 2021 – 144 с.

ISSN 2224-9494

DOI журнала <https://doi.org/10.37538/2224-9494>

DOI выпуска [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31))

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

Свидетельство о регистрации средства массовой  
информации ПИ ФС77 – 75188 от 22 февраля 2019 г.

Содержит статьи, посвященные актуальным  
проблемам и перспективам бетона и железобетона,  
непосредственно связанные с решением практических  
задач.

Для научных работников, инженеров-  
проектировщиков, преподавателей, аспирантов.

ISSN 2224-9494

© АО «НИЦ «Строительство»,

«Вестник НИЦ «Строительство», 2021

# Содержание

<b>И.И. Ведяков, Д.В. Конин, А.А. Егорова, И.В. Ртищева</b> Российский и мировой опыт исследований и испытаний стекла для несущих конструкций зданий и сооружений.....	5
<b>И.И. Ведяков, Ю.В. Кривцов, И.Р. Ладыгина, П.П. Колесников</b> Техническое регулирование пожарной безопасности в строительстве.....	20
<b>М.О. Павлова, В.А. Захаров, С.В. Кушнир, М.Н. Павленко</b> Вопросы обеспечения эксплуатационной надежности навесных фасадных конструкций с переменной толщиной облицовочного слоя .....	30
<b>М.К. Ищук, Х.А. Айзятуллин</b> Трещиностойкость каменных стен .....	43
<b>М.И. Фарфель, М.И. Гукова, Д.В. Кондрашов, Д.Ю. Коняшин</b> Научно-техническое сопровождение состояния распорной системы котлована, возводимого московским методом.....	51
<b>Ю.Т. Чернов, Д. Кбейли</b> Учет горизонтально-вращательных колебаний фундаментов при вычислении сейсмических сил .....	66
<b>С.В. Коваль, А.В. Кузьминов, П.А. Родин, Н.М. Сидоров</b> Динамический анализ сооружений АЭС совместно с грунтовым основанием на сейсмическое воздействие .....	79
<b>В.А. Коротков, Т.З. Югай</b> Сейсмический расчет зданий АЭС с учетом податливости фундаментальной плиты.....	89
<b>А.А. Бубис, И.Р. Гизятуллин, А.И. Доттуев, Т.В. Назмеева</b> Сейсмостойкость зданий из каркасно-обшивных конструкций с каркасом из стальных холодногнутох оцинкованных профилей.....	98
<b>И.И. Ведяков, Д.В. Соловьев, А.В. Смагин</b> Экспериментальные исследования работы бескаркасного здания из тонколистовых структурных секций.....	110
<b>Z.A. Aldrebi</b> Strengthening of building structures of historical masonry buildings in Syria with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) rods and stainless steel helical rods.....	120
<b>Н.А. Минкина, Э.А. Леонова</b> Этика и наука. Ответственность ученого .....	134

# Contents

<b>I.I. Vedyakov, D.V. Konin, A.A. Egorova, I.V. Rtishcheva</b> Domestic and international best practice in research and testing glass for load-bearing structures of buildings .....	5
<b>I.I. Vedyakov, Yu.V. Krivtsov, I.R. Ladygina, P.P. Kolesnikov</b> Technical regulation of fire safety in construction .....	20
<b>M.O. Pavlova, V.A. Zakharov, S.V. Kushnir, M.N. Pavlenko</b> Operational reliability of suspended facade structures with variable thickness of the cladding layer.....	30
<b>M.K. Ishchuk, Kh.A. Aizyatullin</b> Crack resistance of masonry walls .....	43
<b>M.I. Farfel, M.I. Gukova, D.V. Kondrashov, D.Yu. Konyashin</b> Research and development support of the spacer system for the foundation pit constructed by the Moscow method.....	51
<b>Yu.T. Chernov, J. Qbaily</b> Accounting for horizontal torsional vibrations of foundations when calculating seismic load .....	66
<b>S.V. Koval, A.V. Kuzminov, P.A. Rodin, N.M. Sidorov</b> Dynamic seismic analysis of nuclear power plant buildings and bearing stratum .....	79
<b>V.A. Korotkov, T.Z. Yugai</b> Seismic design of NPP structures taking into account foundation slab compliance .....	89
<b>A.A. Bubis, I.R. Gizyatullin, A.I. Dottuev, T.V. Nazmeeva</b> Seismic resistance of frame-cladding buildings with a cold-formed galvanized steel profile framing .....	98
<b>I.I. Vedyakov, D.V. Solovyev, A.V. Smagin</b> Experimental studies of the operation of a frameless building made of thin-gauge structural sections.....	110
<b>Z.A. Aldrebi</b> Strengthening of building structures of historical masonry buildings in Syria with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) rods and stainless steel helical rods.....	120
<b>N.A. Minkina, E.A. Leonova</b> Ethics and science. The responsibility of the scientist .....	134

УДК 624.012.6

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-5-19](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-5-19)

# РОССИЙСКИЙ И МИРОВОЙ ОПЫТ ИССЛЕДОВАНИЙ И ИСПЫТАНИЙ СТЕКЛА ДЛЯ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

И.И. ВЕДЯКОВ, д-р техн. наук  
Д.В. КОНИН, канд. техн. наук  
А.А. ЕГОРОВА, канд. техн. наук  
И.В. РТИЩЕВА<sup>✉</sup>

*Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) им. В.А. Кучеренко  
АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Российская Федерация*

В настоящей статье выполнен обзор и анализ научно-технической, нормативной, методической российской и зарубежной литературы, затрагивающей вопрос применения стекла в качестве материала для несущих конструкций зданий и сооружений. В связи с отсутствием стандартов на проектирование стеклянных конструкций каждый случай их использования требует экспериментальных исследований обычно одного-двух образцов, которых недостаточно для определения четкой закономерности работы материала. Соединения стеклянных конструкций изучаются крайне редко, соответственно, количество испытаний минимальное, что также не позволяет говорить об однозначной работе материала и его расчетных физико-механических характеристиках. В статье рассмотрены и оценены результаты испытаний конструкций из стекла различных авторов, у каждого из которых своя методика. Частные значения предельных напряжений и модуля деформации имеют широкий диапазон. Большое влияние на характеристики стекла, в том числе и многослойного, оказывают технология и процесс изготовления, исходные материалы. В настоящей статье определена необходимость разработки нормативных технических и методических документов, правил проектирования и испытания стеклянных конструкций, их соединений. Требуется четкая классификация несущих стеклянных конструкций по различным признакам.

**Ключевые слова:** термоупрочненное стекло, многослойное стекло, стеклянная конструкция, прочность, специальные технические условия, небоскреб, светопрозрачный фасад, колонна, балка

**Для цитирования:** Ведяков И.И., Конин Д.В., Егорова А.А., Ртищева И.В. Российский и мировой опыт исследований и испытаний стекла для несущих конструкций зданий и сооружений // Вестник НИЦ «Строительство». 2021. Т. 31. № 4. С. 5–19. doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-5-19](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-5-19)

## **Вклад авторов**

Ведяков И.И. – общее руководство работой, редактирование чернового варианта статьи. Конин Д.В. – анализ экспериментальных данных, внедрение результатов в нормативную документацию, подготовка черновой версии статьи, ее окончательная редакция. Егорова А.А. – подбор и перевод иностранных источников, подробное описание, подготовка черновой версии статьи. Ртищева И.В. – обработка и анализ экспериментальных данных, подбор, перевод и анализ иностранных источников, подбор графического материала, подготовка черновой версии статьи и ее окончательная редакция.

## **Финансирование**

Исследование не имело спонсорской поддержки.

## **Конфликт интересов**

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

# DOMESTIC AND INTERNATIONAL BEST PRACTICE IN RESEARCH AND TESTING GLASS FOR LOAD-BEARING STRUCTURES OF BUILDINGS

I.I. VEDYAKOV, Dr. Sci. (Engineering)  
D.V. KONIN, Cand. Sci. (Engineering)  
A.A. EGOROVA, Cand. Sci. (Engineering)  
I.V. RTISHCHEVA<sup>✉</sup>

*Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation*

The present work provides an overview and analysis of scientific, technical, regulatory, and methodical Russian and foreign literature regarding using glass as a material for load-bearing structures of buildings. In the absence of design standards, an experimental study of usually one or two samples is necessary each time glass structure is used; however, this is insufficient to determine the distinct pattern of material performance. Since jointing the glass structures has been rarely studied, the number of tests is minimal, thus preventing establishing the unambiguous material operation and its calculated physical and mechanical characteristics. The article considers and evaluates the test results of glass structures obtained by various methods. The particular values of ultimate stresses and deformation modulus lie in a wide range. The technology, manufacturing process, and starting materials have a significant influence on the characteristics of glass, including multilayer glass. This article stresses the need for developing regulatory technical and methodical documents, the design and testing standards for glass structures and their jointing. It is necessary to classify load-bearing glass structures by various criteria.

**Keywords:** heat-strengthened glass, laminated glass, glass structure, strength, special specification, skyscraper, curtain wall, column, beam

**For citation:** Vedyakov I.I., Konin D.V., Egorova A.A., Rtishcheva I.V. Domestic and international best practice in research and testing glass for load-bearing structures of buildings. Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2021. Vol. 31. No. 4. P. 5–19 (In Russ.). doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-5-19](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-5-19)

## Author contribution statements

I.I. Vedyakov: general project supervision, draft editing. D.V. Konin: experimental data analysis, implementing results to codes and standards, draft preparation, final editing. A.A. Egorova: selecting and translating foreign literature sources, literature overview, draft preparation. I.V. Rtishcheva: experimental data processing and analysis; selecting, translating and analysing foreign literature sources, selecting graphical material, draft preparation, final editing.

## Funding

No funding support was obtained for the research.

## Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

## 1. Введение

Стекло в качестве несущих конструкций используется в гражданском строительстве сравнительно недавно и активно применяется лишь последние 20–30 лет. В основном его используют как материал ограждающих конструкций. Однако с развитием строительной отрасли и потребности в уникальных зданиях и сооружениях стекло применяют в таких элементах, как полы пешеходных переходов и мостов, смотровых площадок, колонны, стойки фахверков, балок и облицовочных панелей, где используется не только светопрозрачная функция стекла, но и его несущая способность (рис. 1–4) [20, 21], накопился материал исследований. Поэтому необходимо развивать методы испытаний и расчетов конструкций из стекла для эффективного и безопасного его использования.

В настоящее время отсутствует нормативная база для несущих конструкций из стекла не только в России, но и за рубежом.



**Рис. 1.** Фото стеклянной крыши над столовой  
Технического университета, г. Дрезден, Германия  
**Fig. 1.** Photo of a glass roof over a dining hall in the  
Technical University, Dresden, Germany



**Рис. 2.** Фото здания народного банка  
в Ганновере  
**Fig. 2.** Photo of the People's Bank building,  
Hanover



**Рис. 3.** Фото входной группы в магазин Apple в Шанхае,  
Китай  
**Fig. 3.** Photo of an entrance lobby of the Apple store,  
Shanghai, China



**Рис. 4.** Фахверковые стойки Лахта центра в Санкт-  
Петербурге под фасадную систему на момент монтажа  
**Fig. 4.** Half-timbered frames of Lakhta Center for facade  
system during construction, St. Petersburg

В рамках настоящей статьи авторами представлены источники российской и зарубежной научно-технической литературы, научных статей, рассматривающих работу стекла (не только листового) [19, 22]. Ее актуальность заключается в возможности обобщить опыт применения стеклянных конструкций, определить нормируемые показатели и методики расчетов конструкций для дальнейшей разработки строительных норм. На данный момент, применяя в здании несущие конструкции из стекла, опираются только на натурные испытания для каждого уникального случая.

## 2. Краткий обзор российской и зарубежной нормативной литературы

В строительной нормативной документации России (ГОСТ 30826-2014 и ГОСТ Р 54171-2010 «Стекло многослойное. Технические условия», ГОСТ 30698-2014 «Стекло закаленное. Технические условия», ГОСТ 33087-2014 «Стекло термоупрочненное. Технические условия», ГОСТ 33002-2014 «Стекло и изделия из него. Методы определения механических свойств. Испытания на характер разрушения», СП 363.1325800.2017 «Покрытия светопрозрачные и фонари зданий и сооружений. Правила проектирования») и других стран [11–13] дана исчерпывающая информация о механических свойствах листового, термоупрочненного и закаленного стекла, в том числе моллированного и многослойного. Широко представлены требования по проектированию стеклянных ограждающих конструкций. Определена классификация светопрозрачных конструкций и видов стекла (ГОСТы, СП [11]). Отражены вопросы расчета вертикальных, горизонтальных и наклонных листовых стекол (СП [11–13]), требования по эксплуатации, технической и пожарной безопасности, надежности хранения и транспортирования (ГОСТы). Определены правила приемки готовых изделий, например ГОСТ Р 54171-2010, устанавливает испытательный контроль на каждую партию в пределах одной смены. Нормированы способности различных видов стекол пропускать тепловые, световые, звуковые волны, есть рекомендации, повышающие эффективность пропускных свойств [11]. Даны требования к испытаниям под воздействием разнонаправленных или влиянием эксплуатационных нагрузок для стекла, используемого в ограждающих конструкциях (ГОСТы). Действующие стандарты по проектированию ограждающих конструкций из стекла содержат, безусловно, важную, необходимую информацию, которую следует использовать для дальнейшего изучения стекла в качестве материала несущих конструкций, но в этих документах отсутствуют указания по расчету и проектированию стержней из стекла на изгиб, внецентренное сжатие, нет основных показателей механических свойств материалов и рекомендаций по их исследованию.

В настоящее время не существует международно признанных стандартов, таких как европейские нормы Eurocode или американские ANSI, по проектированию стеклянных несущих конструкций. Специалисты в разных строительных институтах занимаются частным изучением и проведением испытаний подобных элементов для единичного применения в уникальных зданиях

В настоящее время не существует международно признанных стандартов, таких как европейские нормы Eurocode или американские ANSI, по проектированию стеклянных несущих конструкций. Специалисты в разных строительных институтах занимаются частным изучением и проведением испытаний подобных элементов для единичного применения в уникальных зданиях

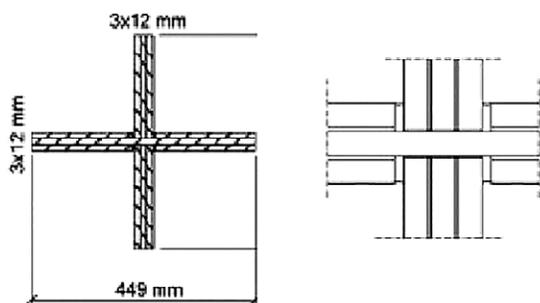


Рис. 5. Сечение крестообразных стеклянных колонн [1]  
Fig. 5. Cross-section of cross-shaped glass columns [1]

и сооружениях, а также для индивидуальных проектов. Поэтому назрела острая необходимость создать нормативы для несущих конструкций из стекла.

В мировой практике подавляющее большинство несущих конструкций из стекла выполнены из двух или нескольких листов стекла, соединенных между собой. Всего проанализировано более пятидесяти отечественных и иностранных источников, рассматривающих стеклянные конструкции в качестве несущих элементов, однако наиболее интересны с практической точки зрения те материалы, которые приведены в настоящем обзоре.

### 3. Анализ российской и зарубежной нормативно-технической литературы, методических баз, исследовательских работ, устанавливающих требования по проектированию несущих конструкций из многослойного стекла

В нашей статье в основном рассматривается многослойное термоупрочненное стекло, так как именно его применение целесообразно для изготовления несущих конструкций.

В статье [1] описан опыт применения крестообразных стеклянных колонн (рис. 5, 6), на которые опирается крыша части здания и входная группа (рис. 10, 11) с несущим каркасом из многослойного стекла в здании г. Нордборга, Дания. Колонны 5,5 м высотой – из многослойного стекла. Основание – металлический башмак. Их подвергли мягкому и твердому механическому воздействию, которое обычно применяется при испытаниях на безопасность стекла, при осевой нагрузке 190 кН (рис. 7–9), после догрузили до потери несущей способности – 575 кН, которая оказалась достаточной, даже если колонна серьезно повреждена.



**Рис. 6.** Крестообразные стеклянные колонны в интерьере [1]

**Fig. 6.** Cross-shaped glass columns in the interior [1]



Механические воздействия на модель колонны при осевой нагрузке  
Mechanical stimuli applied to column model under axial load

**Рис. 7.** Мягкое воздействие [1]

**Fig. 7.** Mild mechanical stimulus [1]

**Рис. 8.** Твердое механическое воздействие [1]

**Fig. 8.** Solid mechanical stimulus [1]

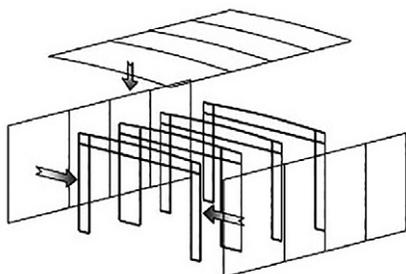


**Рис. 9.** Догрузка осевой нагрузкой поврежденной колонны [1]

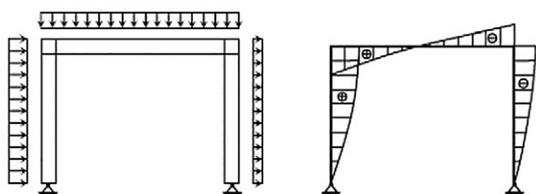
**Fig. 9.** Additional axial loading of a damaged column [1]



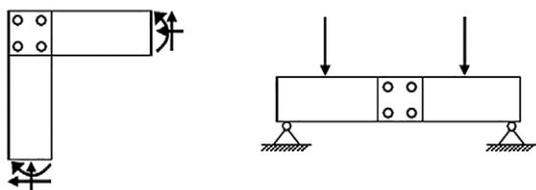
**Рис. 10.** Пристроенная входная группа из стекла [1]  
**Fig. 10.** Glass entrance lobby addition [1]



**Рис. 11.** Схема стеклянных конструкций входной группы [1]  
**Fig. 11.** Scheme of glass structures of an entrance group [1]



**Рис. 12.** Расчетная схема рамы [1]  
**Fig. 12.** Design scheme of a frame [1]



**Рис. 13.** Схема приложения нагрузки при испытании на изгиб [1]  
**Fig. 13.** Load application diagram for bending test [1]

Стеклянные рамы входной группы здания (рис. 10, 11) несут стеклянные покрытия и ограждения, воспринимают нагрузку от ветра и снега (рис. 12). Рамы составлены из многослойных стеклянных балок и колонн. Основания колонн – стальные башмаки. Жесткое соединение балок со стойками обеспечивается болтовым соединением. Проведены два испытания балки с четырьмя отверстиями на изгиб, имитирующие усилия, возникающие в углах рамы (рис. 13, 14).

Результаты испытаний подтвердили надежность конструкции, но двух испытаний, очевидно, недостаточно в качестве основы для статистической оценки прочности соединения.

В статье [2] рассказывают об испытаниях колонны квадратного коробчатого сечения. Модель выполнена из листов термополированного монолитного стекла (рис. 15). Первые трещины появились при значении силы 75 кН, предельная нагрузка составила 168 кН. Во всех случаях первые трещины проявлялись над стальным башмаком из-за бокового растяжения, но колонна все еще была в состоянии нести нагрузку.

В статье не раскрыта тема расчета, но она дает определенную статистическую информацию о работе материала.



**Рис. 14.** Фото испытания балки с четырьмя отверстиями [1]  
**Fig. 14.** Photo of a tested beam with four holes [1]

В статье [3] обобщается опыт коллег, проводивших испытания разных несущих конструкций из многослойного стекла. Изучены прочностные характеристики стекла, выполнен сравнительный анализ несущей способности колонн из различных материалов, раскрыта тема экономической эффективности конструкций.

На основе анализа сделаны выводы: стекло обладает хорошей прочностью при сжатии, стойкостью к коррозии и возможностью комбинирования его с другими материалами для создания несущих конструкций; прочностные характеристики будут соответствовать теоретическим, если материал будет однородным, без геометрических неточностей и повреждений. Создание такой структуры весьма трудоемкий процесс, что является главным недостатком его применения в строительстве. Данных по испытаниям в работе не приводится.

Статья [4] является обобщением диссертации М. Портер [5] и постулирует необходимость учета начальных трещин в стекле при расчетах на прочность. В этих работах предположено, что «прочностные характеристики могут быть определены при рассмотрении микротрещин, которые всегда присутствуют на поверхности материала», и предложено оценить прочностные характеристики стекла по коэффициенту интенсивности напряжений на вершине трещины.

В работе приводятся неполные данные по испытанию коробчатой стеклянной балки пролетом 1,5 м с болтовым стыком в середине пролета. Результаты относятся к монолитному (однослойному) стеклу. Вывод работы заключается в том, что необходимо проведение серии опытов для определения «вероятностных составляющих работы материала».

Диссертация М. Портер [5] рассматривает однослойное монолитное стекло. В работе приведены аналитические и численные исследования работы стекла под действием статических нагрузок. Предложено ввести в расчет положения механики разрушения по трещинам как для линейно-упругого материала. Метод расчета, названный автором «расчет по размеру трещины», заключается в определении предельного (максимального) размера (длины) трещины, для которого при стабильных напряжениях вокруг нее длина не увеличивается с течением времени. В работе приведены способы решения различных задач методом «расчета по размеру трещины». Автор ссылается на экспериментальные данные других исследователей (1958, 1970–1974, 1993, 1997 гг.).

Диссертация П.Р. Кромптон [6] рассматривает однослойное монолитное стекло. Автор считает, что к стеклу практически неприменима теория расчета по предельным состояниям, так как она подразумевает учет развития пластических деформаций, которых нет в хрупком материале – стекле. На свойства стекла оказывают влияние начальные трещины, которые

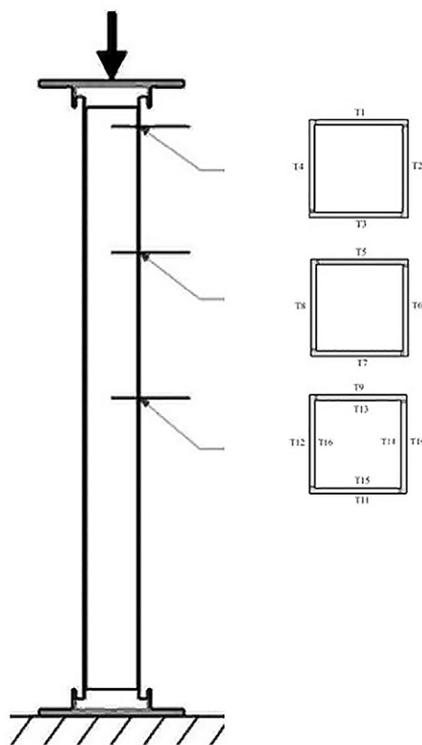
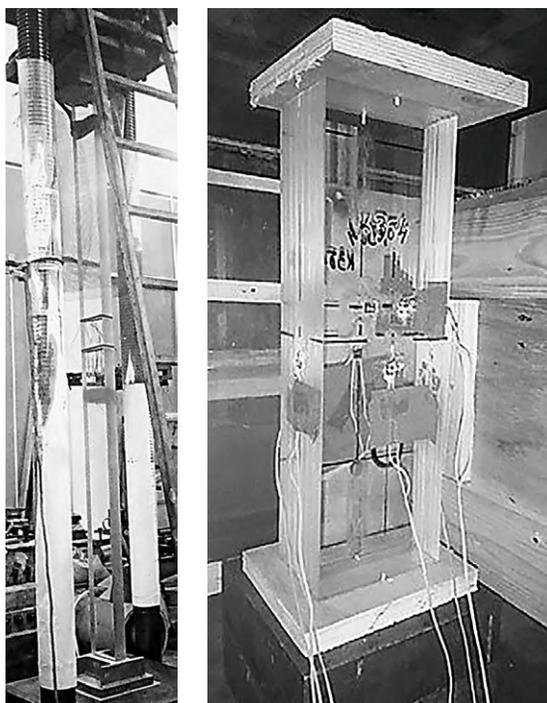


Рис. 15. Схема нагружения колонны и ее сечения [2]

Fig. 15. Loading diagram of a column and its section [2]

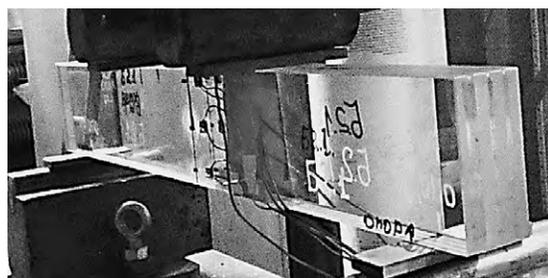


**Рис. 16.** Испытание колонны (слева) [7]

**Fig. 16.** Column test (left) [7]

**Рис. 17.** Испытание призмы (справа) [7]

**Fig. 17.** Prism test (right) [7]



**Рис. 18.** Испытание балки [7]

**Fig. 18.** Beam test [7]

сложно идентифицировать ввиду их малого размера. Вследствие неопределенности свойств стеклянных конструкций нужно существенно резервировать прочность, в том числе с учетом возможных аварийных воздействий. Также приводится способ расчета стеклянной конструкции по допускаемым напряжениям. Данная работа содержит достаточно полные данные по результатам экспериментов со стеклянными балками, обобщенных автором.

В статье [7] освещены результаты испытаний колонн, призм и балок (рис. 16–18) из термоупрочненного многослойного стекла прямоугольного сечения. Всего испытано 18 основных образцов и около пяти дополнительных, в пробных испытаниях. Целью работы было получить расчетные сопротивления на сжатие и изгиб, определить модуль деформации и несущую способность конструкций. В статье приведены результаты испытаний по двум ступеням разрушения конструкций: 1-я ступень – начальное разрушение (появление первой трещины); 2-я ступень – окончательное полное разрушение.

В работе учтены особенности многослойного стекла: в составе сечения два материала с абсолютно разными физико-механическими характеристиками и свойствами – стекло и полимерные клеевые прослойки. Поэтому в различных направлениях сечения одного элемента физико-механические характеристики значительно отличаются между собой – это является важным выводом, ранее нигде не обсуждаемым.

По результатам испытаний доказано, что показатели прочностных свойств стекла зависят от вида приложенной нагрузки и изменяются в широких пределах, заметно ниже соответствующих нормативных значений по ГОСТ 33087-2014. Большое влияние на прочностные характеристики многослойного стекла оказывает соединительный полимерный материал, технология изготовления конструкций и стекла в частности. Применение значения расчетного сопротивления стекла по ГОСТ 33087-2014 при расчетах и проектировании стеклянных многослойных конструкций не допускается. Проблемы при изготовлении материала и действительных прочностных характеристиках стекла подробно рассмотрены в серии исследований российских ученых из Самары [15–18].

В статье [8] представлена методика расчета конструкций из многослойного термоупрочненного стекла на основании проведенных испытаний натуральных образцов на центральное сжатие, сжатие с изгибом и чистый изгиб. Испытания, результаты которых применены для разработки методов расчета, описаны в статье [7].

По результатам испытаний и анализа составлена частная методика расчета для фахверковых колонн из термоупрочненного многослойного стекла, включающая определение геометрических характеристик сечения, расчет сжато-изгибаемых элементов, устойчивости и коэффициентов продольного изгиба для центрально-сжатых элементов. Особенности расчетов являются использование различных модулей упругости в направлениях главных осей сечения: вдоль слоев сечения многослойного стекла модуль практически соответствует нормативным значениям по ГОСТ 33087-2014, поперек слоев – в два раза ниже, а также пониженное значение расчетного сопротивления относительно экспериментальных данных, низкий коэффициент продольного изгиба. Рассматриваемая методика была разработана для определенных конструкций, с конкретным составом сечения и характеристиками материала, и была подтверждена результатами численного моделирования. Результаты этой работы необходимо развивать и дополнить для более широкого применения.

Ценность исследования заключается в выполнении сравнительного анализа результатов эксперимента, численного моделирования и расчета. Это дает возможность оценить надежность примененной методики расчета.

Научно-исследовательская работа [9] содержит результаты испытаний двух стеклянных балок, которые предполагалось применить в качестве прогонов покрытия атриума. Испытания проводили на натуральных образцах длиной 5,4 м. Стеклянная балка состоит из двух вертикальных пакетов триплекс. Расстояние между пакетами в свету составляет 21 мм. Сечение балки ослаблено двенадцатью отверстиями  $\varnothing 26$  мм.

Образец № 1 моделировал несущую конструкцию в предположении отсутствия жесткого диска покрытия. Фото испытательного стенда представлено на рис. 19. Образец № 2 (рис. 20) моделировал конструкцию, при которой нагрузка передается строго вертикально.



Рис. 19. Испытательный стенд с установленным образцом № 1 [9]

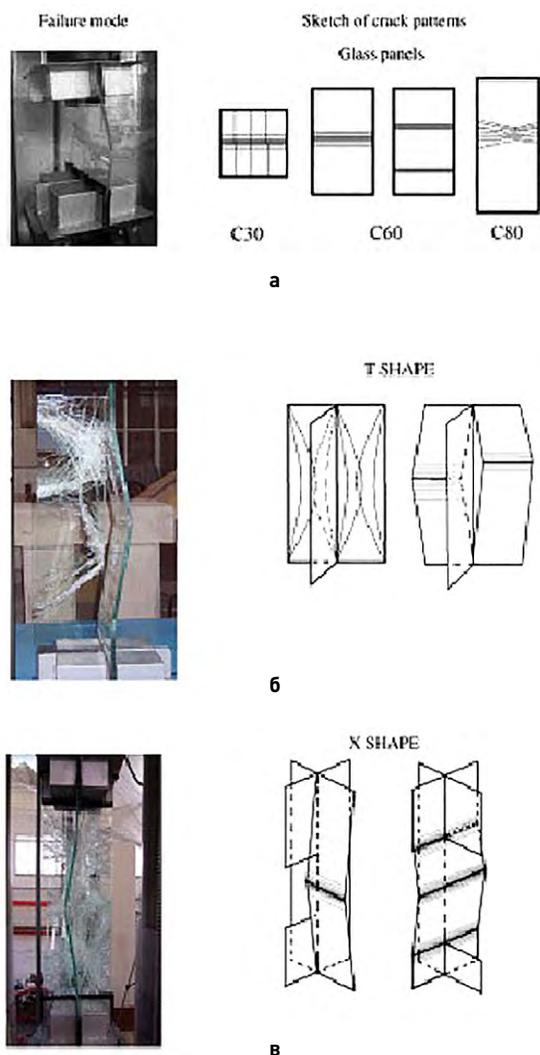
Fig. 19. Test setup with installed sample 1 [9]



1 – траверса, передающая нагрузку на балку; 2 – фиксирующая вертикальная направляющая;  
3 – фиксирующие пространственные рамы  
1 – transverse transmitting load to a beam; 2 – retaining vertical guide; 3 – retaining space frames

Рис. 20. Испытательный стенд с установленным образцом № 2 [9]

Fig. 20. Test setup with installed sample 2 [9]



**Рис. 21.** Испытания на сжатие колонн: а – лист; б – форма Т; в – форма Х [10]  
**Fig. 21.** Column compression tests: а – sheet; б – T-shape; в – X-shape [10]

Первое предельное состояние (по прочности и устойчивости) – в элементах образца № 1 – было достигнуто при значениях нагрузки, соответствующих проектной. Второе предельное состояние – превышение горизонтальных перемещений более чем на 10 мм – было достигнуто при нагрузке ниже проектной. То есть несущая способность стеклянной балки при заданных условиях не обеспечена, ее не использовали в качестве несущего элемента. Данная работа еще раз подтверждает необходимость испытаний каждой применяемой конструкции из стекла и потребность создания нормативной документации и методики испытаний.

В исследовании [10] представлены результаты испытаний на сжатие стеклянных элементов (рис. 21). Две различные серии из двенадцати колонн с двумя различными уровнями соединения были изготовлены путем сборки многослойных стеклянных панелей. Образцы имеют разную форму поперечного сечения и разную высоту. Кроме того, испытания на сжатие проводились на отдельных панелях с различной гибкостью для изучения поведения стекла при изгибе. Испытания на изгиб (рис. 22, 23) проводились на многослойных и однослойных образцах. Целью данной работы явился экспериментальный анализ устойчивости образцов из многослойного стекла и оценки способов соединения панелей. Экспериментальные результаты сравнивались с существующей аналитической моделью, доступной в литературе.

По результатам испытания в работе сделаны следующие выводы: прочность панелей на изгиб строго зависит от их гибкости; уровень соединения сильно влияет на структурное поведение элемента, что также справедливо для стандартных температурно-влажностных условий (этот факт подчеркнул важность процесса изготовления многослойного стекла); ограничение коэффициента пластичности в стеклянных колоннах не позволило избежать квазихрупкого разрушения (локальное изгибание произошло в результате малой толщины панелей, составляющих колонны); принятием формы «Т» или «Х» поперечного сечения потеря устойчивости и выпучивание были уменьшены, но произошло отслоение в месте крепления стекла

торцом, как следствие – потеря устойчивости отдельными элементами и разрушение конструкции.

Документ [14] представляет собой научно-технический отчет, составленный международной группой специалистов Евросоюза по заказу Еврокомиссии и соответствующего комитета по стандартам. Целью отчета было обобщение имеющихся знаний и практики проектирования несущих и ограждающих конструкций из стекла и создания «прототипа» Еврокода по проектированию конструкций из стекла. Отчет представлен на 208 страницах, имеет девять глав и список литературы из 275 источников.

В главе 1 предложена структура планируемого к изданию Еврокода по проектированию стеклянных конструкций. В главе 2 приведены основные положения по свойствам стеклянных материалов. Подчеркивается первостепенная важность правильного назначения коэффициентов условий работы стеклянных элементов ввиду отсутствия пластической работы и существенного разброса численных значений свойств стекла. Предложены схемы испытаний образцов из стекла на изгиб и сдвиг при статических нагрузках. Оценена возможность развития «ползучести» и релаксации напряжений при приложении динамической нагрузки по периодическому закону. Приведены примеры испытаний по работе стекла на сдвиг в целях определения «вязкоупругих» характеристик материала. В главе 3 приведены виды используемых стекол и виды их поставки (обработка кромки и поверхности), способы ламинирования поверхности и получения составных многослойных стекол. Описаны эффекты от термической гибки стекла, при которых меняются прочностные характеристики материала, что должно быть учтено при проектировании и расчетах.

В главе 4 описаны общие принципы проектирования стеклянных конструкций. Представлено описание способов определения расчетного сопротивления стекла в различных нормах (в том числе ранее рассмотренных в рамках настоящей работы).

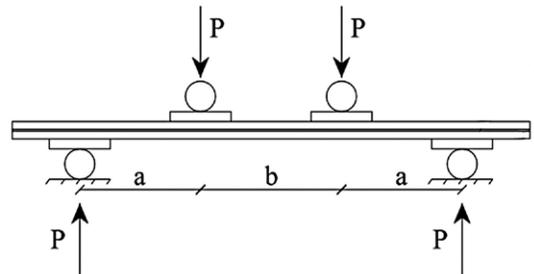
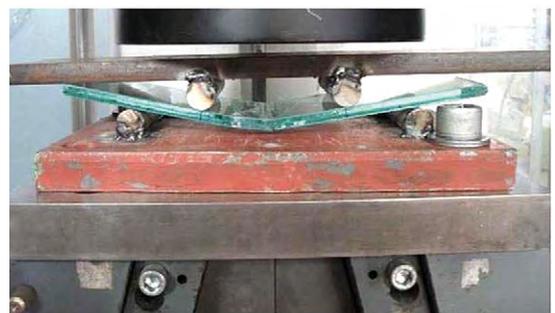


Рис. 22. Схема нагружения для испытания на изгиб [10]  
Fig. 22. Loading diagram for bending test [10]



(а)



(б)

Рис. 23. Испытания на изгиб: а – однослойной панели; б – двухслойной панели [10]

Fig. 23. Bending tests: а – single-layer panel; б – double-layer panel [10]

В главе 5 приведены общие принципы расчета пластинчатых элементов. Показано, что расчет пластин следует вести по соответствующим формулам строительной механики с учетом опирания и их размеров. Даны соответствующие формулы для определения напряжений и деформаций в общем виде для монолитного стекла на изгиб, а также для многослойного стекла на изгиб и сжатие с изгибом. В последнем случае даны формулы, учитывающие податливость соединений слоев стекла при работе на сдвиг. Рекомендован метод конечных элементов с заданием всех необходимых деформационных характеристик материалов.

В главе 6 приведены принципы проектирования ограждающих конструкций из стекла с применением монолитных стекол и стеклопакетов (светопрозрачных фасадов, окон, перил). Приведены способы расчета креплений стекол к основным несущим конструкциям на болтах и шпонках.

В главе 7 приведены правила проектирования и расчета основных несущих конструкций из стекла: стеклянных панелей, работающих на сдвиг, балок, колонн. Каждый элемент рассмотрен в варианте монолитного и многослойного стекла. В последнем случае всегда должна быть учтена податливость соединения стекол между собой. Учитываются также способы опирания стеклянных конструкций и взаимного защемления элементов. В главе 8 представлены основные требования к соединениям несущих конструкций из стекла как со стальными элементами, так и между собой при их совместной работе.

Рассмотренный документ представляет собой законченную научную работу, материалы и положения которой целесообразно использовать при составлении свода правил по проектированию конструкций из стекла.

#### **4. Обобщение полученных данных**

Бесспорно, что расчет конструкций из многослойного стекла не должен отличаться от расчетов других известных материалов (сталь, дерево, алюминий), однако имеет ряд отличительных черт в части нормирования прочностных и деформационных характеристик. Одна из основных особенностей стекла как однослойного (монолитного), так и многослойного – хрупкое разрушение материала при ударных нагрузках или значительных статических нагрузках. Стекло является типичным хрупким материалом. Максимальное удлинение при разрушении стекла составляет всего около 0,1 %. В отличие от алюминиевых и стальных конструкций и даже железобетонных, внезапному разрушению стеклянных конструкций не предшествует накопление деформаций или трещин, которые могли бы свидетельствовать о перегрузке несущей системы.

На данный момент конструкции из многослойного стекла применяются в уникальных зданиях и сооружениях и используются в качестве: полов пешеходных переходов и мостиков, смотровых площадок, колонн, фахверковых стоек и балок. При проектировании несущих конструкций зданий из стекла предусматриваются испытания прототипа элемента, в количестве одного-двух экземпляров, редко – до пяти штук. Малочисленные эксперименты рассчитаны для единичного решения конкретной задачи. Этого недостаточно для формирования статистических данных, которые позволят использовать полученные результаты для широкого применения. При рассмотрении однотипных исследований разных авторов невозможно объединить их результаты, потому что исходные

данные различные, включая экспериментальные прототипы и модели. Вследствие малого количества моделей, участвующих в одном эксперименте, сложно оценить величину влияния внешних факторов на результаты исследований, уменьшить его или исключить. Для формирования нормативной документации и разработки точной и универсальной методики расчета стеклянных конструкций необходимо проведение более масштабных испытаний.

Требуются свод правил и руководство по проектированию стеклянных конструкций, а также стандарты на проведение испытаний, включающие методы испытания на растяжение, сжатие, изгиб, скалывание, местное смятие; правила оценки прочности, жесткости, трещиностойкости; методы определения прочности по контрольным образцам и другие возможные стандарты, необходимость в которых определяется в процессе изучения материала. Работа по научно-техническому обоснованию данного свода правил проводится авторами настоящей статьи и другими специалистами института. В 2019 г. проведены испытания монолитных однослойных балок на изгиб и сжатие с определением напряженно-деформированного состояния. Результаты испытаний согласуются с ранее полученными в лабораториях ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко при испытаниях стеклянных элементов [7–9]. Частные значения предельных напряжений имеют большой диапазон – от 39 до 141 МПа, вычисленный модуль деформации также имеет существенный разброс. Данная ситуация является характерной для элементов из стекла, что еще раз подтверждает необходимость изучения рассматриваемого материала.

## 5. Основные выводы и заключительные положения

1. В настоящей статье рассмотрены и проанализированы отечественные и зарубежные нормативно-технические, методические и научно-технические документы в части испытаний, расчетов и проектирования конструкций из многослойного стекла.

2. На сегодня в России и за рубежом отсутствуют нормы (своды правил, «коды» или руководства) по проектированию несущих конструкций из стекла, что является сдерживающим фактором более широкого применения светопрозрачных изделий. При проектировании стеклянных конструкций необходимо проводить серию исследований и испытаний для подтверждения работоспособности новой конструкции. Поэтому требуются общие правила по проектированию и расчету стеклянных конструкций как несущих элементов, в том числе из многослойного стекла.

3. Отсутствует стандартный подход к формированию эксперимента с конструкциями из стекла. Необходимы правила на проведение испытаний стеклянных конструкций для исследования различных видов напряженно-деформированного состояния.

4. Представленный анализ литературы позволил оценить возможности развития и применения стекла в качестве материала несущих конструкций, определить методы их испытаний и расчета. Максимальную практическую пользу предоставляет научно-технический отчет [14], который является прототипом Еврокода и охватывает практически весь спектр вопросов изучения стекла. Не менее интересны работы ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко [7, 8], поскольку содержат наиболее многочисленные эксперименты по нескольким видам испытаний, а также методики расчета.

## Список литературы

1. *Petersen R.* Structural use of glass: Cruciform columns and glass portals with bolted connections subjected to bending / R. Petersen, A. Bagger // *Glass performance days.* – 2009. – P. 371–375.
2. *Kalamar R.* Load Bearing Innovative Construction from Glass / R. Kalamar, M. Eliasova // 2nd International Conference on Innovative Materials, Structures and Technologies. (Riga, 30 sep – 2 oct. 2015 y.). – Riga, 2015. – P. 1–7.
3. Стекло как материал несущих колонн / И.С. Птухина, М.А. Дроздецкая, М.М. Числова [и др.] // *Инновации в науке.* – 2017. – № 6 (67). – С. 74–78.
4. *Демьяненко М.А.* Основы проектирования несущих конструкций из стекла / М.А. Демьяненко, П.В. Стратий // *Системные технологии.* – 2018. – № 1 (26). – С. 168–172. Porter, M. Aspects of Structural Design with glass [Electronic Resource]: Ph.D. theses / Mark Porter. – Oxford, 2001. – Mode of access: <http://surl.li/atplv>
5. *Crompton P.R.* Assessment of Design Procedures for Structural Glass Beams [Electronic Resource]: Master's thesis / Peter Robert Crompton. – Oxford, 1999. – Mode of access: <https://ora.ox.ac.uk/objects/uuid:f6fa362e-cdf6-48cb-bbe4-f526d8af899a>
6. Экспериментальные исследования конструкций из многослойного стекла на сжатие, сжатие с изгибом и чистый изгиб / А.А. Бубис, И.И. Ведяков, А.М. Кахновский [и др.] // *Промышленное и Гражданское Строительство.* – 2019. – № 1. – С. 22–30.
7. *Травуш В.И.* Расчеты несущих конструкций из многослойного стекла на прочность и устойчивость / В.И. Травуш, Д.В. Конин, И.В. Ртищева // *Строительство и реконструкция.* – 2018. – № 5. – С. 53–63.
8. Проведение испытаний стеклянной балки покрытия восточного крыла здания бывшего Главного штаба (Государственный Эрмитаж), расположенного по адресу: г. Санкт-Петербург, Дворцовая площадь, д. 6 – 8, с выдачей заключения о ее несущей способности: научно-исследовательская работа / И.И. Ведяков, М.Р. Урицкий, М.И. Фарфель, Л.С. Сошникова. – Москва, 2009.
9. *Campione, G.* Laminated Glass Members in Compression: Experiments and Modeling / M. Di Paola, G. Minafò // *Journal of Structural Engineering.* – 2014. – Vol. 140, no. 2. – P. 1–9. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000827](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000827)
10. BS 6262-1:2017 Glazing for buildings. Glazing for buildings – Part 1: General methodology for the selection of glazing. STANDARD by BSI Group. London, 2017
11. BS 6262-2:2005 Glazing for buildings Part 2: Code of practice for energy, light and sound. STANDARD by BSI Group. London, 2005
12. BS 6262-3:2005 Glazing for buildings – Part 3: Code of practice for fire, security and wind loading. STANDARD by BSI Group. London, 2005
13. BS 6262-4:2018 Glazing for buildings. Code of practice for safety related to human impact. STANDARD by BSI Group. London, 2018
14. BS 6262-6:2005 Glazing for buildings Part 6: Code of practice for special applications. STANDARD by BSI Group. London, 2005
15. BS 6262-7:2017 Glazing for buildings Part 7: Code of practice for the provision of information. STANDARD by BSI Group. London, 2017
16. Code of practice for Design and installation of sloping and vertical patent glazing: BS 5516:1991 / British Standards Institution (BSI). – London, 1991. – 70 p.
17. Standard Practice for Determining Load Resistance of Glass in Buildings: ASTM E 1300-04. – ASTM International, 2004 – 58 p. <https://doi.org/10.1520/e1300-04>
18. Guidance for European Structural Design of Glass Components: Support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes / eds.: M. Feldmann, R. Kasper, B. Abeln [et al.]. – European Union, Luxembourg, 2014. – 196 p.
19. *Зубков В.А.* Прочность листового стекла / В.А. Зубков, Н.В. Кондратьева. – Самара: СамЛюксПринт, 2013. – 152 с.
20. *Зубков В.А.* Основные причины разрушения стекла в светопрозрачных конструкциях зданий и сооружений / В.А. Зубков, Н.В. Кондратьева // *Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения: материалы V международной научно-практической конференции, 17 октября 2014 года.* – СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2014. – С. 50–56.
21. *Зубков В.А.* Научная гипотеза о строении силикатного стекла / В.А. Зубков // *Традиции и инновации в строительстве и архитектуре. Строительство: сб. ст.* – Самара: Самарский государственный архитектурно-строительный университет, 2015. – С.10–14.
22. *Зубков В.А.* Причины разрушения стекла / В.А. Зубков // *Традиции и инновации в строительстве и архитектуре. Строительство: сб. ст.* – Самара: Самарский государственный архитектурно-строительный университет, 2015. – С. 44–47.

- 20.** *Kamarudin M.K.* Structural performance of single and bundled Glass columns / M.K. Kamarudin, P. Disney, G.A.R. Parke // *Journal of Engineering and Applied Sciences*. – 2016. – Vol. 11, no. 3. – P. 1593–1599.
- 21.** *Wurm J.* Glass structures: design and construction of self-supporting skins / J. Wurm. – Berlin: Walter de Gruyter, 2007. – 255 p.
- 22.** *Leitch K.K.* Structural Glass Technology: Systems and Applications: Doctoral dissertation / Katherine Kristen Leitch. – Massachusetts Institute of Technology, 2005.
- 23.** Design and experimental testing of the bundled glass column / F. Oikonomopoulou, E. van den Broek, T. Bristogianni [et al.] // *Glass Structures and Engineering*. – 2017. – Vol. 2, no. 2. – P. 183–200.

## Информация об авторах / Information about the authors

**Иван Иванович Ведяков**, д-р техн. наук, проф., директор ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: vedykov@gmail.com

тел.: +7 (499) 171-26-50

**Ivan I. Vedyakov**, Prof., Dr. Sci. (Engineering), Director, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: vedykov@gmail.com

tel.: +7 (499) 171-26-50

**Денис Владимирович Конин**, канд. техн. наук, заведующий лабораторией высотных зданий и сооружений, АО «НИЦ «Строительство» ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, Москва

e-mail: konden@inbox.ru

**Denis V. Konin**, Cand. Sci. (Engineering), Head of Laboratory of High-rise Buildings and Structures, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: konden@inbox.ru

**Анна Андреевна Егорова**, канд. техн. наук, заведующий сектором несущих конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: annacniisk@mail.ru

**Anna A. Egorova**, Cand. Sci. (Engineering), Head of the Department of Load-bearing Structures, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: annacniisk@mail.ru

**Ирина Владимировна Ртищева\***, инженер, научный сотрудник сектора несущих конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: rtischevaiv@ya.ru

**Irina V. Rtishcheva**,\* Engineer, Researcher, Department of Load-bearing Structures, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: rtischevaiv@ya.ru

\* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 624.04

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-20-29](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-20-29)

# ТЕХНИЧЕСКОЕ РЕГУЛИРОВАНИЕ ПОЖАРНОЙ БЕЗОПАСНОСТИ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

И.И. ВЕДЯКОВ, д-р техн. наук  
Ю.В. КРИВЦОВ, д-р техн. наук  
И.Р. ЛАДЫГИНА, канд. техн. наук  
П.П. КОЛЕСНИКОВ✉

*Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) им. В.А. Кучеренко  
АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Российская Федерация*

Представлена информация о техническом регулировании в Российской Федерации и участии ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство» в разработке документов по стандартизации в области пожарной безопасности в строительстве. Обобщен опыт разработки документов по стандартизации (национальных стандартов, сводов правил).

**Ключевые слова:** техническое регулирование пожарной безопасности в строительстве, технический регламент, свод правил, национальный стандарт

**Для цитирования:** Ведяков И.И., Кривцов Ю.В., Ладыгина И.Р., Колесников П.П. Техническое регулирование пожарной безопасности в строительстве // Вестник НИЦ «Строительство». 2021. Т. 31. № 4. С. 20–29. doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-20-29](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-20-29)

## **Вклад авторов**

Все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

## **Финансирование**

Исследование не имело спонсорской поддержки.

## **Конфликт интересов**

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

## TECHNICAL REGULATION OF FIRE SAFETY IN CONSTRUCTION

I.I. VEDYAKOV, Dr. Sci. (Engineering)  
Yu.V. KRIVTSOV, Dr. Sci. (Engineering)  
I.R. LADYGINA, Cand. Sci. (Engineering)  
P.P. KOLESNIKOV✉

*Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction,  
2nd Institutskaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation*

The paper provides information on Russian technical regulation regarding fire safety in construction. Additionally, the experience of TSNIISK named after V.A. Kucherenko, JSC Research Center of Construction in the development of documents for standardization of fire safety in construction (national standards, set of rules) is summarized.

**Keywords:** technical regulation of fire safety in construction, technical regulations, set of rules, national standard

**For citation:** Vedyakov I.I., Krivtsov Yu.V., Ladygina I.R., Kolesnikov P.P. Technical regulation of fire safety in construction. Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2021. Vol. 31. No. 4. P. 20–29 [In Russ.]. doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-20-29](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-20-29)

**Author contribution statements**

All authors have contributed equally to the work.

**Funding**

No funding support was obtained for the research.

**Conflict of interest**

The authors declare no conflict of interest.

**Из истории нормативного регулирования пожарной безопасности в строительной отрасли**

Нормативное регулирование строительной отрасли в Российском государстве имеет многовековую историю. Однако великокняжеские, а затем царские и императорские указы, как правило, носили локальный характер и регулировали лишь отдельные правоотношения строительной отрасли.

Великим князем Московским и государем всея Руси Иваном III были изданы:

- Указ 1493 г. (после большого пожара в Москве) о том, чтобы возле реки Неглинной все деревянные дворы, лавки и церкви были снесены и пространство на 110 саженей от кремлевских стен (впоследствии названное Красной площадью) не застраивалось никакими деревянными строениями [1].
- Указ 1495 г. о сносе ветхих строений и пожароопасных построек за Москвой-рекой, против Кремля и разведении на их месте государева плодового сада, просуществовавшего до петровских времен [2], и другие указы.

Императором Петром I были изданы:

- Указ от 27 января 1724 г. о формировании регулярных военно-строительных подразделений [5].
- Указ от 20 октября 1714 г. о запрещении каменного строительства по всей России, за исключением новой столицы государства Санкт-Петербурга [4], и другие указы.

У нынешних российских строителей наибольшей популярностью пользуется известный Указ Петра I от 9 декабря 1708 г., содержащий следующее установление: «Ежели кто впредь будет чинить какую помеху строительному делу, вешать того без рассмотрения персоны» [3].

В соответствии с параграфом 15 Декрета СНК РСФСР от 18.06.1918 г. № 537 «О Комитете государственных сооружений Высшего Совета Народного Хозяйства», подписанного В.И. Ульяновым (Лениным), имевшего силу закона, на Комитет государственных сооружений ВСНХ РСФСР возлагалось установление норм, регламентирующих строительную деятельность [6].

Однако ни во времена Российской империи, ни в советские времена не были приняты законодательные акты, которые бы комплексно и системно регулировали вопросы технического регулирования безопасности строительства зданий и сооружений, в том числе пожарной безопасности в строительстве.

Поэтому в 2000-х годах в Российской Федерации с учетом европейского и международного опыта были приняты законы по вопросам технического регулирования, в том числе технического регулирования пожарной безопасности в строительстве:

- Федеральный закон от 27 декабря 2002 г. № 184-ФЗ «О техническом регулировании» [7];
- Федеральный закон от 29 июня 2015 г. № 162-ФЗ «О стандартизации в Российской Федерации» [8];
- Федеральный закон от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» [9];
- Федеральный закон от 22 июля 2008 г. № 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности» [10];
- Федеральный закон от 31 июля 2020 г. № 247-ФЗ «Об обязательных требованиях в Российской Федерации» [11]

Российская Федерация принимает активное участие в разработке и принятии международных документов в области технического регулирования по данному вопросу.

Так, при участии Российской Федерации был разработан и принят Технический регламент Евразийского экономического союза «О требованиях к средствам обеспечения пожарной безопасности и пожаротушения» (ТР ЕАЭС 043/2017) [12], который вступил в силу 1 января 2020 г.

Как уже было сказано выше, впервые в истории Российского государства был принят Федеральный закон от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» (далее – Закон, Технический регламент) [13], вступивший в законную силу с 1 июля 2010 г. (часть 1-я статьи 44-й Закона), который комплексно и системно регулирует вопросы безопасности зданий и сооружений на всех этапах их жизненного цикла (проектирования (включая изыскания), строительства, монтажа, наладки, эксплуатации и утилизации (сноса)).

Принятый Технический регламент стал основой технического регулирования в области безопасности зданий и сооружений, в том числе пожарной безопасности в строительстве [13].

В абзаце 4 части 3 статьи 7 [7] было установлено общее правило, что «не включенные в технические регламенты требования к продукции и связанным с требованиями к продукции процессам проектирования (включая изыскания), производства, строительства, монтажа, наладки, эксплуатации, хранения, перевозки, реализации и утилизации, правилам и формам оценки соответствия, правила идентификации, требования к терминологии, упаковке, маркировке или этикеткам и правилам их нанесения не могут носить обязательный характер».

Вместе с тем, учитывая исторически сложившиеся особенности регулирования строительной отрасли царскими и императорскими указами, декретами, законами и нормативными документами (ОСТ, СНиП, ГОСТ), являвшимися обязательными (см. преамбулу СНиП 2.01.02-85\* «Противопожарные нормы» и других строительных норм и правил, ГОСТ), для всех участников строительной отрасли, законодатель, согласившись с обоснованиями и доводами строительного сообщества, внес принципиальное изменение в [7].

В частности, статьей 43 [9] в главу 1 [7] было внесено дополнение в виде статьи 5.1, согласно которой «особенности технического регулирования в области обеспечения безопасности зданий и сооружений устанавливаются [9].

Такая особенность технического регулирования в области обеспечения безопасности зданий и сооружений прямо закреплена в части 1 статьи 6 [9] такой особенности технического регулирования в области обеспечения безопасности зданий и сооружений, как предоставление Правительству Российской Федерации права на утверждение перечня национальных

стандартов и сводов правил (частей таких стандартов и сводов правил), в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований [9].

До настоящего времени ни в одном из принятых федеральных законов о технических регламентах не предусматривалось положение о том, что национальные стандарты и своды правил могут носить обязательный характер. Тем самым законодатель, в целом основываясь на общих положениях [7], впервые согласился с особенностями технического регулирования безопасности зданий и сооружений.

В развитие части 1 статьи 6 [9] и в соответствии с частью 5 статьи 16.1 [7] Правительство Российской Федерации утверждает перечень национальных стандартов и сводов правил (частей таких стандартов и сводов правил), в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований [9].

На сегодня при проектировании и строительстве объекта капитального строительства необходимо руководствоваться Перечнем национальных стандартов и сводов правил (частей таких стандартов и сводов правил), в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований Федерального закона «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», утвержденным постановлением Правительства Российской Федерации от 28 мая 2021 г. № 815 [13].

В развитие части 7 статьи 6 [19] и в соответствии с частями 1, 5 статьи 16.1 [7] Росстандартом утверждается, публикуется в печатном издании федерального органа исполнительной власти по техническому регулированию и размещается в информационной системе общего пользования в электронно-цифровой форме Перечень документов в области стандартизации, в результате применения которых на добровольной основе обеспечивается соблюдение требований [9].

На сегодня при проектировании и строительстве объекта капитального строительства необходимо руководствоваться Перечнем документов в области стандартизации, в результате применения которых на добровольной основе обеспечивается соблюдение требований [9], утвержденным приказом Росстандарта от 2 апреля 2020 г. № 687 в редакции приказа Росстандарта от 20 апреля 2021 г. № 567 [14].

В том случае если для подготовки проектной документации требуется отступление от требований, установленных национальными стандартами и сводами правил, включенными в Перечень, указанный в части 1 статьи 6 [9], или недостаточно требований к надежности и безопасности, установленных указанными стандартами и сводами правил, или такие требования не установлены, подготовка проектной документации и строительство здания или сооружения осуществляются в соответствии со специальными техническими условиями, разрабатываемыми и согласовываемыми в порядке, установленном уполномоченным федеральным органом исполнительной власти (часть 8 статьи 6 [9]).

В связи с принятием Федерального закона от 31 июля 2020 г. № 247-ФЗ «Об обязательных требованиях в Российской Федерации» [11] был изменен приказом Минстроя России от 30.11.2020 г. № 734/пр Порядок разработки и согласования специальных технических условий (далее – СТУ) для разработки проектной документации на объект капитального строительства (далее – Порядок) [16].

В соответствии с пунктом 3 Порядка, утвержденного [16], СТУ, в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований [10], согласовываются в порядке, установленном [17] Административным регламентом МЧС России,

утвержденным приказом МЧС России от 28.11.2011 г. № 710 за исключением рассмотрения СТУ, разработанных в соответствии с пунктом 16 Порядка [16].

В пункте 16 Порядка [16] сказано, что для согласования в Минстрое России СТУ, содержащих одновременно технические требования, в результате применения которых обеспечивается соблюдение требований [10], и технические требования, предусмотренные [9], должен прилагаться документ по согласованию СТУ с МЧС России.

Большое значение в [9] (ст. 2–6, 8, 15 и 17) придается регулированию правоотношений в области обеспечения пожарной безопасности зданий и сооружений.

В части 6 статьи 3 [9] подчеркнуто, что «настоящий Федеральный закон устанавливает минимально необходимые требования к зданиям и сооружениям (в том числе к входящим в их состав сетям инженерно-технического обеспечения и системам инженерно-технического обеспечения), а также к связанным со зданиями и сооружениями процессам проектирования (включая изыскания), строительства, монтажа, наладки, эксплуатации и утилизации (сноса), в том числе минимально необходимые требования пожарной безопасности (пункт 2 части 6 статьи 3 [9]).

Такие минимальные требования пожарной безопасности к зданиям или сооружениям изложены в статье 8 [9], где предусмотрено, что здание или сооружение должно быть спроектировано и построено таким образом, чтобы в процессе его эксплуатации исключалась возможность возникновения пожара, обеспечивалось предотвращение или ограничение опасности задымления здания или сооружения при пожаре и воздействия опасных факторов пожара на людей и имущество, обеспечивались защита людей и имущества от воздействия опасных факторов пожара и (или) ограничение последствий воздействия опасных факторов пожара на здание или сооружение, а также, чтобы в случае возникновения пожара, соблюдались следующие требования:

1) сохранение устойчивости здания или сооружения, а также прочности несущих строительных конструкций в течение времени, необходимого для эвакуации людей и выполнения других действий, направленных на сокращение ущерба от пожара;

2) ограничение образования и распространения опасных факторов пожара в пределах очага пожара;

3) нераспространение пожара на соседние здания и сооружения;

4) эвакуация людей (с учетом особенностей инвалидов и других групп населения с ограниченными возможностями передвижения) в безопасную зону до нанесения вреда их жизни и здоровью вследствие воздействия опасных факторов пожара;

5) возможность доступа личного состава подразделений пожарной охраны и доставки средств пожаротушения в любое помещение здания или сооружения;

6) возможность подачи огнетушащих веществ в очаг пожара;

7) возможность проведения мероприятий по спасению людей и сокращению наносимого пожаром ущерба имуществу физических или юридических лиц, государственному или муниципальному имуществу, окружающей среде, жизни и здоровью животных и растений.

Дополнительные требования безопасности к зданиям и сооружениям (в том числе к входящим в их состав сетям инженерно-технического обеспечения и системам инженерно-технического обеспечения), а также к связанным со зданиями и сооружениями процессам проектирования (включая изыскания), строительства, монтажа, наладки, эксплуатации и утилизации (сноса) могут устанавливаться иными техническими регламентами. При этом

указанные дополнительные требования не могут противоречить требованиям настоящего Федерального закона (часть 5 статьи 3 Технического регламента), т. е. наряду с минимально необходимыми требованиями пожарной безопасности, изложенными в [9] (пункт 2 статьи 6, статьи 8), должны также применяться требования пожарной безопасности к зданиям и сооружениям, установленные [10].

При проектировании и строительстве объекта капитального строительства наряду с требованиями [9] и строительными национальными стандартами и сводами правил необходимо также руководствоваться требованиями [10] и документами по стандартизации, внесенными в Перечень документов в области стандартизации, в результате применения которых на добровольной основе обеспечивается соблюдение требований [10], утвержденный приказом Росстандарта от 14 июля 2020 г. № 1190 в редакции приказа Росстандарта от 4 марта 2021 г. № 234.

Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», образованный ВСНХ СССР в 1927 г., в соответствии с нормативным актом уполномоченного федерального органа исполнительной власти в области строительства [18] является головной научно-исследовательской организацией по научным исследованиям огнестойкости зданий и сооружений в Российской Федерации, в том числе повышения пределов огнестойкости строительных конструкций, принимает непосредственное участие в разработке новых и актуализации действующих документов по стандартизации (национальных стандартов, сводов правил) в области пожарной безопасности в строительстве, огнестойкости строительных конструкций, зданий и сооружений.

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко были разработаны своды правил:

- СНИП II-2-80 «Противопожарные нормы проектирования зданий и сооружений» [19];
- СНИП 2.01.02-85 «Противопожарные нормы» [20];
- СНИП 21-01-97 «Пожарная безопасность зданий и сооружений» [21], многие положения и нормы которого (раздел 4 «Основные положения»; раздел 5 «Пожарно-техническая классификация строительных материалов, конструкций, помещений, зданий»; раздел 6 «Обеспечение безопасности людей»; раздел 7 «Предотвращение распространения пожара»; раздел 8 «Тушение пожара и спасательные работы») практически без изменений легли в основу [10] и получили силу закона;
- СП 14.13330.2018 «СНИП II-7-81\* Строительство в сейсмических районах» [22];
- СП 16.13330.2017 «СНИП II-23-81\* Стальные конструкции» [23];
- СП 28.13330.2017 «СНИП 2.03.11-85 Защита строительных конструкций от коррозии» [24];
- СП 64.13330.2017 «СНИП II-25-80 Деревянные конструкции» [25];
- СП 70.13330.2012 «СНИП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции» [26];
- СП 128.13330.2016 «СНИП 2.03.06-85 Алюминиевые конструкции» [27];
- СП 267.1325800.2016 «Здания и комплексы высотные. Правила проектирования» [28];
- СП 294.1325800.2017 «Конструкции стальные. Правила проектирования» [29];
- СП 432.1325800.2019 «Покрытия огнезащитные. Мониторинг технического состояния» [30];
- СП 433.1325800.2019 «Огнезащита стальных конструкций. Правила производства работ» [31] и другие нормативные документы, содержащие требования пожарной безопасности в строительстве.

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко принимал участие в разработке сводов правил:

- СП 251.1325800.2016 «Здания общеобразовательных организаций. Правила проектирования» [32];
- СП 252.1325800.2016 «Здания дошкольных образовательных организаций. Правила проектирования» [33] и других нормативных документах, содержащих требования пожарной безопасности в строительстве.

Проекты документов по стандартизации (национальных стандартов, сводов правил), содержащих требования пожарной безопасности в строительстве, рассматриваются на секции «Пожарная безопасность в строительстве» НТС ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко и НТС АО «НИЦ «Строительство».

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», являясь членом ТК 274 «Пожарная безопасность», принимает активное участие в рассмотрении и проведении экспертизы проектов межгосударственных и национальных стандартов, сводов правил, содержащих требования пожарной безопасности в строительстве, разрабатываемых членами технических комитетов: ТК 274 «Пожарная безопасность», ТК 465 «Строительство», ТК 400 «Производство работ в строительстве. Типовые технологические и организационные процессы», ТК 320 «Средства индивидуальной защиты», ТК 144 «Строительные материалы (изделия) и конструкции», ТК 078 «Лесоматериалы» и других технических комитетов.

За активное участие в работе технического комитета ТК 274 «Пожарная безопасность» ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство» 30 октября 2019 г. был награжден Дипломом ТК 274 «Пожарная безопасность», подписанным и врученным Председателем ТК 274 «Пожарная безопасность», Первым заместителем Министра Российской Федерации по делам гражданской обороны, чрезвычайным ситуациям и ликвидации последствий стихийных бедствий генерал-полковником внутренней службы Чуприяном А.П.

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко за 2020 г. было рассмотрено более 140 проектов документов по стандартизации (национальных стандартов, сводов правил), содержащих требования пожарной безопасности в строительстве.

## Список литературы

1. Указ Великого князя Московского и Государя всея Руси Ивана III от 1493 г.
2. Указ Великого князя Московского и Государя всея Руси Ивана III от 1495 г.
3. Указ Царя и Великого князя всея Руси Петра I от 9 декабря 1708 г.
4. Указ Царя и Великого князя всея Руси Петра I от 20 октября 1714 г.
5. Указ Императора Всероссийского Петра I от 27 января 1724 г.
6. О Комитете государственных сооружений Высшего Совета Народного Хозяйства [Электронный ресурс]: Декрет Совета Народных Комиссаров РСФСР от 18.06.1918 г. № 537 // Исторические материалы. – Режим доступа: <https://istmat.info/node/30099>
7. Российская Федерация. О техническом регулировании [Электронный ресурс]: Федеральный закон от 27 декабря 2002 г. № 184-ФЗ: принят Государственной Думой 15 декабря 2002 года: одобрен Советом Федерации 18 декабря 2002 года // КонсультантПлюс. – Режим доступа: [http://www.consultant.ru/document/cons\\_doc\\_LAW\\_40241/](http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_40241/)
8. Российская Федерация. О стандартизации в Российской Федерации [Электронный ресурс]: Федеральный закон от 29 июня 2015 г. № 162-ФЗ: принят Государственной Думой 19 июня 2015 года: одобрен Советом Федерации 24 июня 2015 года // КонсультантПлюс. – Режим доступа: [http://www.consultant.ru/document/cons\\_doc\\_LAW\\_181810/](http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_181810/)

9. Российская Федерация. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений [Электронный ресурс]: Федеральный закон от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ: принят Государственной Думой 23 декабря 2009 года: одобрен Советом Федерации 25 декабря 2009 года // КонсультантПлюс. – Режим доступа: [http://www.consultant.ru/document/cons\\_doc\\_LAW\\_95720/](http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_95720/)
10. Российская Федерация. Технический регламент о требованиях пожарной безопасности [Электронный ресурс]: Федеральный закон от 22 июля 2008 г. № 123-ФЗ: принят Государственной Думой 4 июля 2008 года: одобрен Советом Федерации 11 июля 2008 года. – Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/902111644>
11. Российская Федерация. Об обязательных требованиях в Российской Федерации [Электронный ресурс]: Федеральный закон от 31 июля 2020 г. № 247-ФЗ: принят Государственной Думой 23 декабря 2009 года: одобрен Советом Федерации 25 декабря 2009 года // КонсультантПлюс. – Режим доступа: [http://www.consultant.ru/document/cons\\_doc\\_LAW\\_358670/](http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_358670/)
12. ТР ЕАЭС 043/2017. О требованиях к средствам обеспечения пожарной безопасности и пожаротушения [Электронный ресурс]: Технический регламент Евразийского экономического союза: принят Решением Совета Евразийской экономической комиссии от 23 июня 2017 года № 40. – Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/456080708>
13. Об утверждении Перечня национальных стандартов и сводов правил (частей таких стандартов и сводов правил), в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований Федерального закона «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», и о признании утратившим силу постановления Правительства Российской Федерации от 4 июля 2020 г. № 985 [Электронный ресурс]: Постановление Правительства Российской Федерации от 28 мая 2021 года № 815 // Официальный интернет портал правовой информации. – Режим доступа: <http://publication.pravo.gov.ru/Document/View/0001202105310010>
14. О внесении изменения в приказ Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 2 апреля 2020 г. № 687 [Электронный ресурс]: Приказ Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 20 апреля 2021 г. № 567. – Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/603345530>
15. Об утверждении Перечня документов в области стандартизации, в результате применения которых на добровольной основе обеспечивается соблюдение требований Федерального закона от 22 июля 2008 г. № 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности» [Электронный ресурс]: Приказ Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 14 июля 2020 г. № 1190 в редакции приказа Росстандарта от 4 марта 2021 г. № 234. – Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/565314055>
16. Об утверждении Порядка разработки и согласования специальных технических условий для разработки проектной документации на объект капитального строительства [Электронный ресурс]: Приказ Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 30.11.2020 г. № 734/пр. – Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/573140186>
17. Об утверждении Административного регламента Министерства Российской Федерации по делам гражданской обороны, чрезвычайным ситуациям и ликвидации последствий стихийных бедствий предоставления государственной услуги по согласованию специальных технических условий для объектов, в отношении которых отсутствуют требования пожарной безопасности, установленные нормативными правовыми актами Российской Федерации и нормативными документами по пожарной безопасности, отражающих специфику обеспечения их пожарной безопасности и содержащих комплекс необходимых инженерно-технических и организационных мероприятий по обеспечению их пожарной безопасности [Электронный ресурс]: Приказ Министерства Российской Федерации по делам гражданской обороны, чрезвычайным ситуациям и ликвидации последствий стихийных бедствий от 28 ноября 2011 г. № 710. – Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/902322589>
18. Об уточнении перечня научно-исследовательских организаций, выполняющих головные функции Минстроя России по научным исследованиям в области строительства, архитектуры, градостроительства и жилищно-коммунального хозяйства (с изменениями на 25 августа 1997 года) [Электронный ресурс]: Постановление Министерства строительства Российской Федерации от 31 мая 1996 г. № 18–38. – Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/9026686>
19. СНиП II-2-80. Противопожарные нормы проектирования зданий и сооружений / Госстрой СССР. – Москва: Стройиздат, 1981 – 14 с.

- 20.** СНиП 2.01.02-85. Противопожарные нормы / Госстрой СССР. – Москва: АПП ЦИТП, 1991. – 13 с.
- 21.** СНиП 21-01-97. Пожарная безопасность зданий и сооружений: строительные нормы и правила Российской Федерации [Электронный ресурс]: приняты и введены в действие с 1 января 1998 г. постановлением Минстроя России от 13.02.97 г. № 18-7. – Режим доступа: <http://gostrf.com/normadata/1/4294854/4294854592.pdf>
- 22.** СП 14.13330.2018. Строительство в сейсмических районах: свод правил: актуализированная редакция СНиП 11-7-81\*. – Москва: Стандартинформ, 2018. – 122 с.
- 23.** СП 16.13330.2017. Стальные конструкции: свод правил: актуализированная редакция СНиП II-23-81\*: дата введения 2017.08.28. – Москва, 2017. – 148 с.
- 24.** СП 28.13330.2017. Защита строительных конструкций от коррозии: свод правил: актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85: дата введения 2017.08.28. – Москва, 2017. – 118 с.
- 25.** СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции: свод правил: актуализированная редакция СНиП II-25-80: дата введения 2017.08.28. – Москва, 2017. – 105 с.
- 26.** СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции: свод правил: актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87: утвержден Приказом Министерства регионального развития Российской Федерации (Минрегион России) от 25 декабря 2012 г. № 109/ГС: дата введения 1 января 2013 года. – Москва, 2012. – 279 с.
- 27.** СП 128.13330.2016. Алюминиевые конструкции: свод правил: актуализированная редакция СНиП 2.03.06-85: утвержден Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 16 декабря 2016 г. № 948/пр и введен в действие с 17 июня 2017 г. – Москва, 2016. – 86 с.
- 28.** СП 267.1325800.2016. Здания и комплексы высотные. Правила проектирования: свод правил: утвержден Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 30 декабря 2016 г. № 1032/пр и введен в действие с 1 июля 2017 г. – Москва: Стандартинформ, 2017. – 102 с.
- 29.** СП 294.1325800.2017. Конструкции стальные. Правила проектирования: свод правил: утвержден Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 31 мая 2017 г. № 828/пр и введен в действие с 1 декабря 2017 г. – Москва, 2017. – 167 с.
- 30.** СП 432.1325800.2019. Покрытия огнезащитные. Мониторинг технического состояния: свод правил: утвержден Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 24 января 2019 г. № 37/пр и введен в действие с 25 июля 2019 г. – Москва: Стандартинформ, 2019. – 46 с.
- 31.** СП 433.1325800.2019. Огнезащита стальных конструкций. Правила производства работ: свод правил: утвержден Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 24 января 2019 г. № 38/пр и введен в действие с 25 июля 2019 г. – Москва: Стандартинформ, 2019. – 19 с.
- 32.** СП 251.1325800.2016. Здания общеобразовательных организаций. Правила проектирования: свод правил: утвержден приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 17 августа 2016 г. № 572/пр и введен в действие с 18 февраля 2017 г. – Москва, 2016. – 49 с.
- 33.** СП 252.1325800.2016. Здания дошкольных образовательных организаций. Правила проектирования: свод правил: УТВЕРЖДЕН приказом Министерства строительства и жилищнокоммунального хозяйства Российской Федерации от 17 августа 2016 г. № 573/пр и введен в действие с 18 февраля 2017 г. – Москва, 2016. – 75 с.

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

**Иван Иванович Ведяков**, д-р техн. наук, проф., директор ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: vedykov@gmail.com

тел.: +7 (499) 171-26-50

**Ivan I. Vedyakov**, Dr. Sci. (Engineering), Prof., Director, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: vedykov@gmail.com

tel.: +7 (499) 171-26-50

**Юрий Владимирович Кривцов**, д-р техн. наук, проф., руководитель Научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: krivotsov@tsniisk, nebpbs\_tsniisk@mail.ru

тел.: +7 (499) 171-26-50

**Yuri V. Krivotsov**, Dr. Sci. (Engineering), Prof., Head of Bureau, Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: krivotsov@tsniisk, nebpbs\_tsniisk@mail.ru

tel.: +7 (499) 171-26-50

**Ирина Романовна Ладыгина**, канд. техн. наук, старший научный сотрудник, заместитель руководителя Научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: nebpbs\_tsniisk@mail.ru

тел.: +7 (499) 171-26-50

**Irina R. Ladygina**, Cand. Sci. (Engineering), Senior Researcher, Deputy Head of Bureau, Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: nebpbs\_tsniisk@mail.ru

tel.: +7 (499) 171-26-50

**Павел Петрович Колесников\***, ведущий специалист Научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: nebpbs\_tsniisk@mail.ru

тел.: +7 (499) 171-26-50

**Pavel P. Kolesnikov\***, Leading Specialist, Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: nebpbs\_tsniisk@mail.ru

tel.: +7 (499) 171-26-50

\* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 692.232.2

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-30-42](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-30-42)

# ВОПРОСЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ НАДЕЖНОСТИ НАВЕСНЫХ ФАСАДНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПЕРЕМЕННОЙ ТОЛЩИНОЙ ОБЛИЦОВОЧНОГО СЛОЯ

М.О. ПАВЛОВА✉, канд. техн. наук

В.А. ЗАХАРОВ

С.В. КУШНИР

М.Н. ПАВЛЕНКО

*Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) им. В.А. Кучеренко  
АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Российская Федерация*

Приведены результаты лабораторных испытаний экспериментальных образцов на механическую безопасность, направленных на получение данных о характере работы фасадных защитно-декоративных конструкций из кирпича на металлических подконструкциях. Конструкции образцов – нетиповые, с различным расположением кирпича в лицевом слое, с наличием уступов, равномерно распределенных по полю образца. По результатам испытаний установлен характер работы конструкции под нагрузкой, абсолютные значения перемещений облицовочного слоя, величины прочности сцепления кирпича и раствора. В процессе испытаний зафиксированы перемещения защитно-декоративной конструкции в направлении прикладываемой нагрузки и величины усилий, соответствующие пределу прочности.

Основной проблемой, затрагиваемой в статье, является отсутствие в нормативно-технической документации Российской Федерации правил проектирования и испытаний навесных фасадных систем из кирпича на металлических подконструкциях.

**Ключевые слова:** методы испытаний, кирпич, кладка, система крепления, фасадные конструкции, защитно-декоративные конструкции

**Для цитирования:** Павлова М.О., Захаров В.А., Кушнир С.В., Павленко М.Н. Вопросы обеспечения эксплуатационной надежности навесных фасадных конструкций с переменной толщиной облицовочного слоя // Вестник НИЦ «Строительство». 2021. Т. 31. № 4. С. 30–42. doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-30-42](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-30-42)

## **Вклад авторов**

Все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

## **Финансирование**

Исследование не имело спонсорской поддержки.

## **Конфликт интересов**

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

# OPERATIONAL RELIABILITY OF SUSPENDED FACADE STRUCTURES WITH VARIABLE THICKNESS OF THE CLADDING LAYER

M.O. PAVLOVA, ✉ Cand. Sci. (Engineering)

V.A. ZAKHAROV

S.V. KUSHNIR

M.N. PAVLENKO

*Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation*

The article presents the results of laboratory tests of experimental samples for mechanical safety, aimed at obtaining data pertaining to the performance of protective and decorative brick facade structures on metal substructures. The designs of the samples are atypical, with a different arrangement of bricks in the face layer and with ledges evenly distributed over the surface of the sample. Based on the test results, structure behavior under load, the absolute values of the displacement of the cladding layer, and the values of the bond strength between bricks and mortar were established. During the tests, the displacement of the protective and decorative structure in the direction of the applied load and the values of the forces, corresponding to the strength limit, were recorded.

The article addresses the issue of the lack of rules for the design and testing of suspended facade systems made of bricks on metal substructures in the regulatory and technical documentation of the Russian Federation.

**Keywords:** test methods, brick, brickwork, fastening system, facade structures, protective and decorative structures

**For citation:** Pavlova M.O., Zakharov V.A., Kushnir S.V., Pavlenko M.N. Operational reliability of suspended facade structures with variable thickness of the cladding layer. Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2021. Vol. 31. No. 4. P. 30–42 [In Russ.]. doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-30-42](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-30-42)

## Author contribution statements

All authors have contributed equally to the work.

## Funding

No funding support was obtained for the research.

## Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Современные здания жилой застройки и административных комплексов отличаются архитектурной выразительностью, достигаемой индивидуальным подходом к проектированию несущих и ограждающих конструкций инженерами, конструкторами и архитекторами.

Декоративная отделка фасадов зданий является основополагающей при визуальном восприятии фасадов зданий жилой квартальной застройки.

К современным тенденциям относится устройство фасадных конструкций с применением навесных фасадных систем (систем крепления) с облицовкой из кирпича, камня и штучных керамических изделий различных габаритов, выполненных в сочетании различных цветовых решений, форм и вариантах исполнения. Функции защиты и декора типовой отделки зданий объединены в единую конструкцию, выход из работоспособного состояния, т. е. отказ которой может привести к значительным негативным социально-экономическим последствиям.

Модным трендом в настоящее время является внедрение в практику строительства различных типов раскладок кирпича в конструкции облицовочного слоя.

К основным типам необходимо отнести (рис. 1):

- поверхности в виде «пикселей» (3D-эффект визуализации);
- устройство ступеней и выпуклостей фрагментов облицовки, создающих зрительный объем;
- расположение штучных элементов таким образом, что создается эффект «скалы» на облицовываемой поверхности;
- кладка с «перфорациями» (с пустотами) в виде шахматной доски;
- поверхность облицовки в виде волны и т.п.

Специалистами лаборатории надежности фасадов и теплоизоляционных фасадных систем ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко (далее – ЛНФ ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко) в 2020–2021 гг. проведен комплекс испытаний, направленных на исследование совместной работы кирпичной облицовки и металлических несущих подконструкций навесных фасадных систем. Работы по исследованной тематике начаты в 2009 г. Первые экспериментальные (лабораторные) исследования проведены в 2015 г.

Благодаря слаженной работе коллектива специалистов лаборатории, технического заказчика и подрядчика в лабораторном корпусе института смонтирован и запущен стенд



**Рис. 1.** Общий вид фасада здания с раскладкой кирпича в виде «пикселей» и выпуклостей фрагментов, создающих объем, 3D-визуализация (из открытых источников всемирной сети Интернет)

**Fig. 1.** General view of the facade of a building with the brick layout in the shape of "pixels" and protuberances that create a volume and 3D-visualization (Photo: open internet sources)

для испытаний крупноформатных образцов фасадных конструкций (рис. 2).

Стенд запроектирован сотрудниками ЛНФ ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. Разработка выполнена с учетом перспективы развития рынка, современных тенденций к методам испытаний крупногабаритных фасадных, ограждающих и светопрозрачных конструкций.

Конструкция стоек и ригелей позволяет обеспечивать подачу нагрузки в трех плоскостях, применять поворотные платформы, производить монтаж экспериментальных образцов высотой «на этаж» до 4,5 м, имеет необходимый конструктивный запас для модернизации. Стенд позволяет визуализировать деформации при испытаниях фасадных конструкций.

Необходимость проведения механических испытаний в лабораторных условиях обусловлена отсутствием в настоящее время правил проектирования конструкций облицовки из штучных кладочных элементов [1–6, 8], принятых в проекте устройства наружных стен на жилом комплексе в Москве.

Отличительной особенностью испытаний является возможность установки в лабораторных условиях дополнительных элементов, оснастки и измерительных приборов. Указанное актуально при современном многообразии и вариативности фасадных конструкций, применяемых на объекте, который запроектирован в составе восьми корпусов различной этажности (от 16 до 100 м), и сложном сочетании секций зданий различной конфигурации в плане.

Проектом предусмотрено использование двадцати двух типов облицовки из кирпича при устройстве наружных защитно-декоративных конструкций и более пятидесяти вариаций архитектурного расположения штучных элементов на фасадах, в конструкциях наружных стен жилого комплекса.

При постановке задачи для экспериментальных исследований специалистами лаборатории была выполнена унификация и типизация основных конструкций устройства облицовки из кирпича. Отобраны основные типы конструкций, с различным расположением кирпича в конструкциях, требующие проведения лабораторных испытаний.

Отобранные восемь типов фрагментов с различным расположением кирпича на фасадах, переменной толщиной и разным типом кирпича были изготовлены в лабораторных условиях:

- тип 1-й – ложковый, с раскладкой кирпича на постель и цепной перевязкой вертикальных растворяющих швов, с уступами и без уступов (рис. 3, а, б);



**Рис. 2.** Стенд ИС-4 по испытанию крупноформатных образцов фасадных конструкций со смонтированными образцами различных защитно-декоративных конструкций из кирпича

**Fig. 2.** Stand IS-4 for testing large facade elements with mounted samples of various protective and decorative structures made of brick

- тип 2-й – тычковый, с раскладкой кирпича на ложок, без перевязки вертикальных кладочных швов, с уступами и без уступов (рис. 3, в, з);
- тип 3-й – тычковый, с раскладкой кирпича на постель, без перевязки вертикальных кладочных швов, с уступами и без уступов (рис. 3, д, е);
- тип 4-й – ложковый, с раскладкой кирпича на тычок, без перевязки вертикальных кладочных швов, без уступов (рис. 3, ж);
- тип 5-й – ложковый, с раскладкой кирпича на постель и цепной перевязкой вертикальных кладочных швов («перфорированная») (рис. 3, з).

Толщина лицевого слоя в зависимости от типа раскладки находилась в пределах от 70 до 250 мм. Вид кирпича – клинкерный, пустотелый и полнотелый. Марка раствора по прочности на сжатие устанавливалась по результатам испытаний растворных кубов и соответствовала М150, марка кирпича – М400.

Работы выполнялись поэтапно, монтаж образцов высотой 3,3 м осуществлялся по проекту разработчика при контроле заказчика в лабораторном корпусе института. В процессе монтажа образцов решены вопросы, связанные с технологией ведения кладки, установлена предельная высота ярусов, обеспечивающая максимально эффективное ведение работ. Даны рекомендации по доработке технологической карты.

Широкая номенклатура кирпича, раствора, раскладок и металлических подконструкций, а также выявленные проблемы технологии свидетельствуют о необходимости разработки дополнительных требований при подборе и разработке проектов экспериментальных образцов, ведении кладочных работ на объекте.

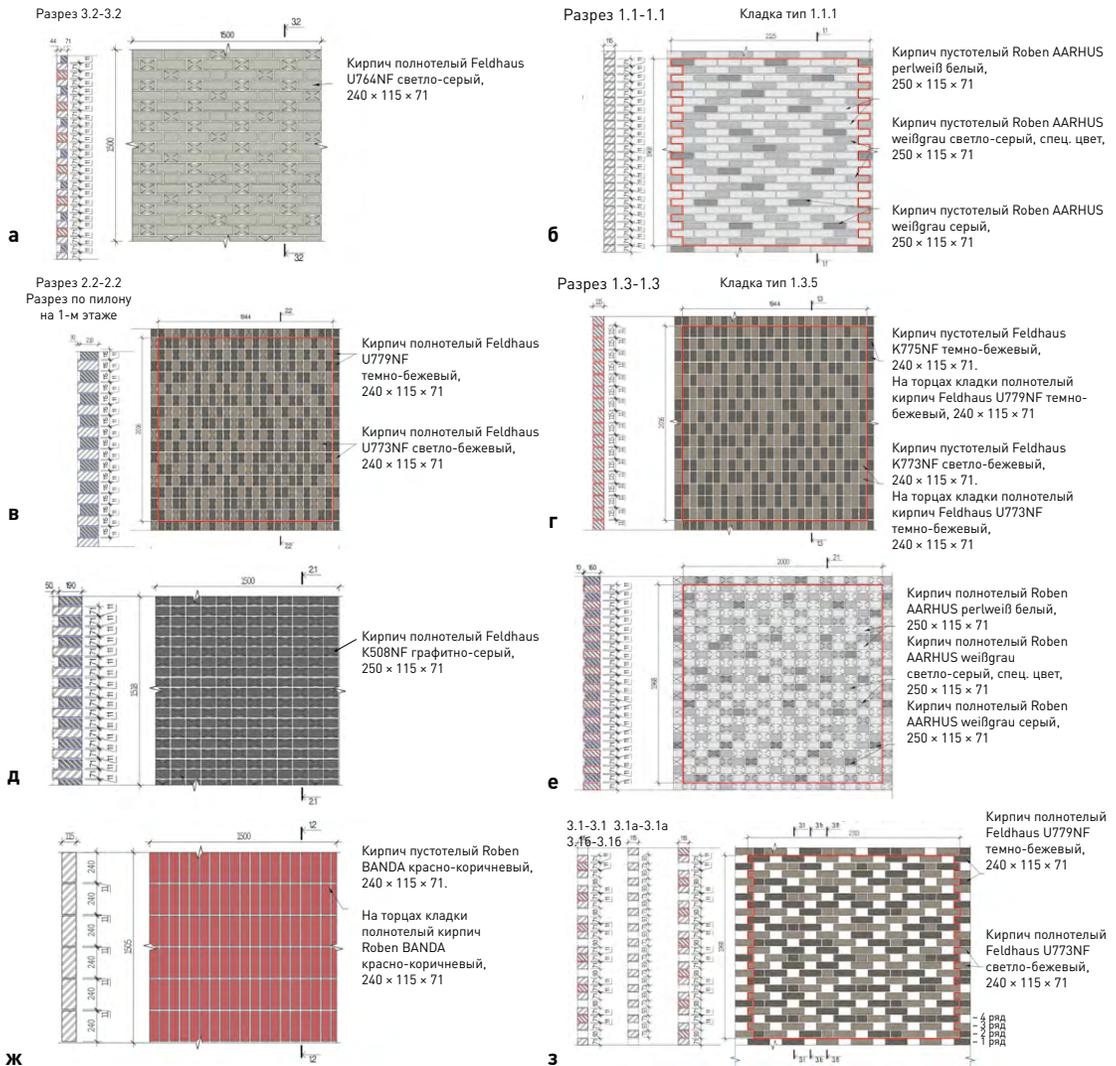
При выборе типов защитно-декоративных конструкций для проведения испытаний учитывалась возможность обоснования безопасности конструкции согласно требованиям, действующих стандартов, сводов правил и № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений». Однако в действующей нормативной документации отсутствуют указанные требования соответствия проектных значений и характеристик здания требованиям безопасности. Согласно главе 3, статье 15 п. 6 № 384-ФЗ «...проектируемые мероприятия по обеспечению его безопасности должны быть обоснованы одним или несколькими способами из следующих способов:

- 1) результаты исследований;
- 2) расчеты и (или) испытания, выполненные по сертифицированным или апробированным иным способом методикам...»

Программой лабораторных испытаний предусматривалось исследование работы конструкции экспериментального образца при изгибе из плоскости стены, т. е. из плоскости облицовочного слоя. Примеры схем экспериментальных образцов приведены на рис. 4.

Целью проведения испытаний являлся анализ совместной работы конструкции навесной фасадной системы с облицовочным слоем с определением:

- особенности работы конструкции под нагрузкой, характера разрушения образцов;
- нагрузки, соответствующей появлению трещин в кладке защитно-декоративной конструкции;
- нагрузки, соответствующей потере целостности металлической конструкции или узлов;
- характера влияния металлической несущей подконструкции системы крепления, т. е. эффективной области применения;



**Рис. 3.** Основные типы фасадных защитно-декоративных конструкций: а) тип 1-й – ложковая, раскладкой кирпича на постель с цепной перевязкой вертикальных растворных швов, с уступами; б) тип 1-й – ложковая, раскладкой кирпича на постель с цепной перевязкой вертикальных растворных швов, без уступов; в) тип 2-й – тычковая, раскладкой кирпича на ложок без перевязки вертикальных кладочных швов, с уступами; г) тип 2-й – тычковая, раскладкой кирпича на ложок без перевязки вертикальных кладочных швов, без уступов; д) тип 3-й – тычковая, раскладкой кирпича на постель без перевязки вертикальных кладочных швов, с уступами; е) тип 3-й – тычковая, раскладкой кирпича на постель без перевязки вертикальных кладочных швов, без уступов; ж) тип 4-й – ложковая, раскладкой кирпича на тычок без перевязки вертикальных кладочных швов, без уступов; з) тип 5-й – ложковая, раскладкой кирпича на постель с цепной перевязкой вертикальных кладочных швов («перфорированная»)

**Fig. 3.** The main types of facade protective and decorative structures:

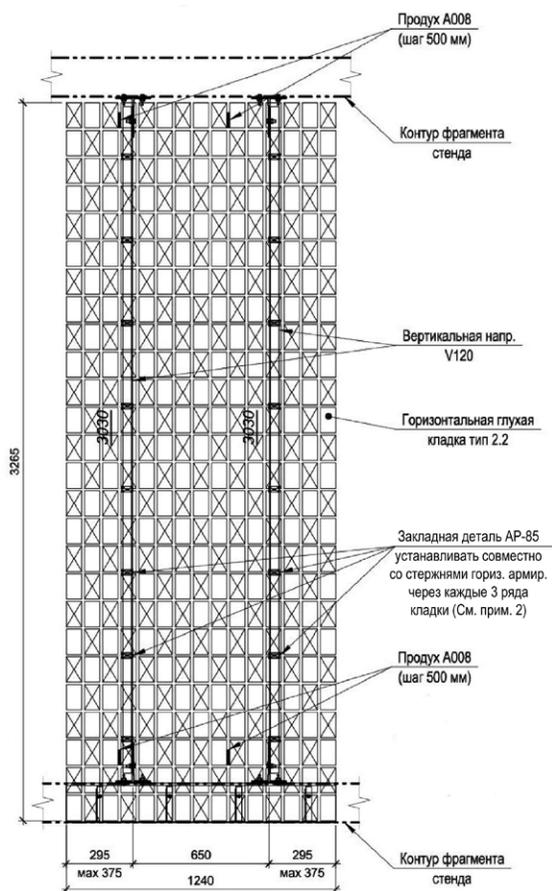
- a) Type 1 – stretcher bond, bricks laid on the bed with the chain bonding of vertical mortar joints, with ledges;
- б) Type 1 – stretcher bond, bricks laid on the bed with the chain bonding of vertical mortar joints, without ledges;
- в) Type 2 – header bond, bricks laid on a row of stretchers without bonding of vertical mortar joints, with ledges;
- г) Type 2 – header bond, bricks laid on a row of stretchers without bonding of vertical mortar joints, without ledges;
- д) Type 3 – header bond, bricks laid on the bed without bonding of vertical mortar joints, with ledges;
- е) Type 3 – header bond, bricks laid on the bed without bonding of vertical mortar joints, without ledges;
- ж) Type 4 – stretcher bond, bricks laid on a row of headers without bonding of vertical mortar joints, without ledges;
- з) Type 5 – stretcher bond, bricks laid on the bed with the chain bonding of vertical mortar joints (“perforated”)

- влияния схемы расположения растворных швов при раскладке кладочных элементов облицовочного слоя;
- влияния толщины защитно-декоративной конструкции и величины опорной зоны.

Общий вид экспериментального образца перед испытаниями приведен на рис. 5. Особенности экспериментального образца: высота – двадцать шесть рядов кладки, т. е. 3,3 м, ширина – 1,3 м, толщина конструкции лицевого слоя – переменная (от 70 до 240 мм).

Испытания проводились по специально разработанной в ЛНФ ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко методике [7], которая апробирована, успешно себя зарекомендовала при проведении исследований на образцах меньшей высоты (до 2 м).

По результатам испытаний определен коэффициент эффективности применения опорной металлической подконструкции фасадной системы при различной толщине облицовочного слоя и переменной величине опорной зоны.



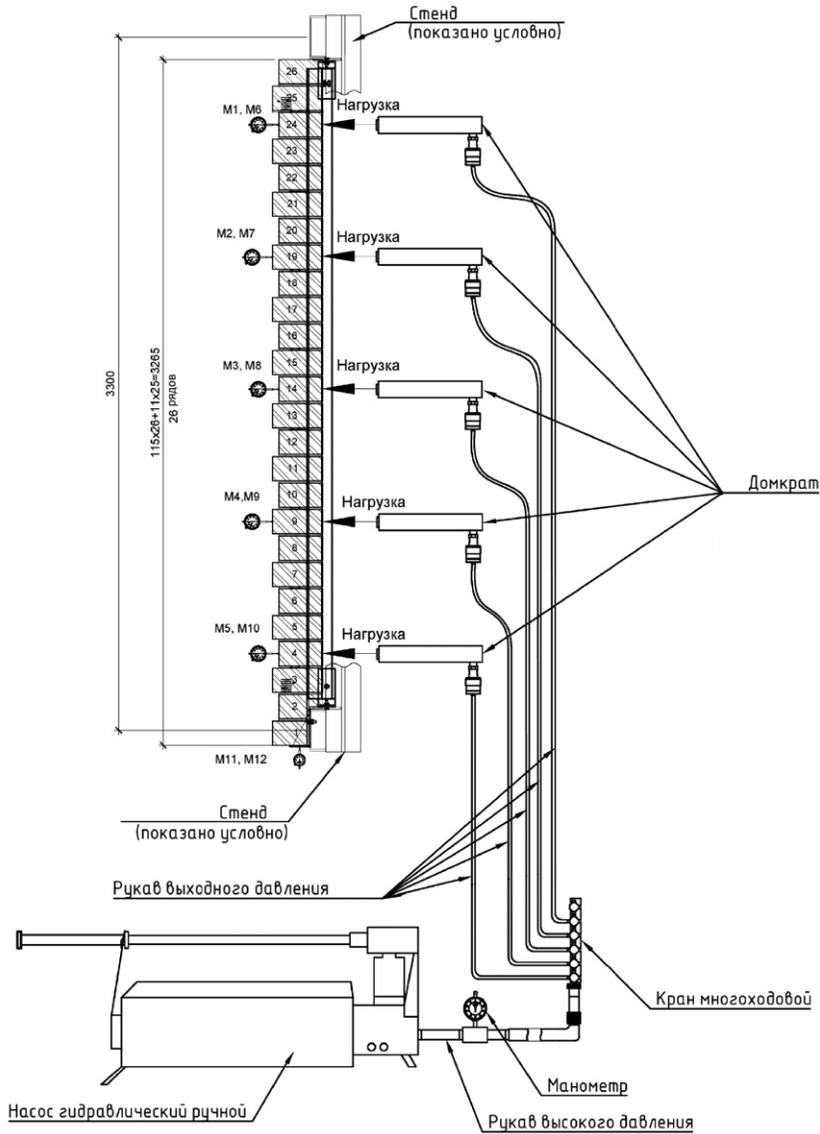
**Рис. 4.** Монтажная схема экспериментального образца (вид «на фасад»)

**Fig. 4.** Assembly drawing of an experimental sample (view of the “facade”)



**Рис. 5.** Общий вид экспериментального образца, смонтированного в лабораторном корпусе ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко перед испытаниями

**Fig. 5.** General view of an experimental sample mounted in a laboratory of the Kucherenko Central Research Institute before running the tests



**Рис. 6.** Схема распределенного нагружения экспериментального образца с применением РГСУ-30  
**Fig. 6.** Distributed loading of an experimental sample using an RGSU-30

В процессе испытаний подача нагрузки на образец осуществлялась в пяти точках по высоте образца (рис. 6). Для замеров деформаций выполнялась установка двадцати двух датчиков, индикаторов часового типа для фиксации перемещений конструкции. Индикаторы устанавливались по высоте экспериментального образца симметрично относительно вертикальной оси конструкции (по одиннадцать индикаторов справа и слева образца).

Замеры деформаций выполнялись пошагово, определялись перемещения конструкции облицовочного слоя, металлических подконструкций несущих элементов системы НФС и опорных уголков в уровне опорной зоны защитно-декоративной конструкции.



**Рис. 7.** Общий вид экспериментального образца на металлических подконструкциях после проведения испытаний

**Fig. 7.** General view of the experimental sample on metal substructures after the tests

ростом деформаций – падением давления в гидравлической системе, контролируемым по показаниям манометра, и скачком перемещений на индикаторах (рис. 8).

На рис. 9 приведены графики, построенные по теоретическим расчетам (кривая 1) и по результатам испытаний (кривая 2) оценки эффективности применения металлического каркаса исследуемой системы крепления при толщине облицовочного слоя от 50 до 250 мм.

Установлено, что коэффициент эффективности ( $k_s$ ) снижается при увеличении толщины защитно-декоративной конструкции (кладки). Для исследуемой конструкции  $k_s$  находится в интервале от 2,4 до 1. Изменение коэффициента обусловлено конструктивными особенностями систем крепления и величиной опорной зоны облицовочного слоя. Эффект применения металлической опорной конструкции наблюдается при расположении центра тяжести лицевого слоя в пределах опорной зоны, что для исследуемой конструкции составляет 180 мм.

При увеличении толщины облицовочного слоя эффективность применения металлической конструкции в составе фасадной системы снижается и, как следствие, металлический каркас не участвует в работе фасадной конструкции. Полученная зависимость основана на результатах испытаний, получена впервые и будет доработана после завершения эксперимента.

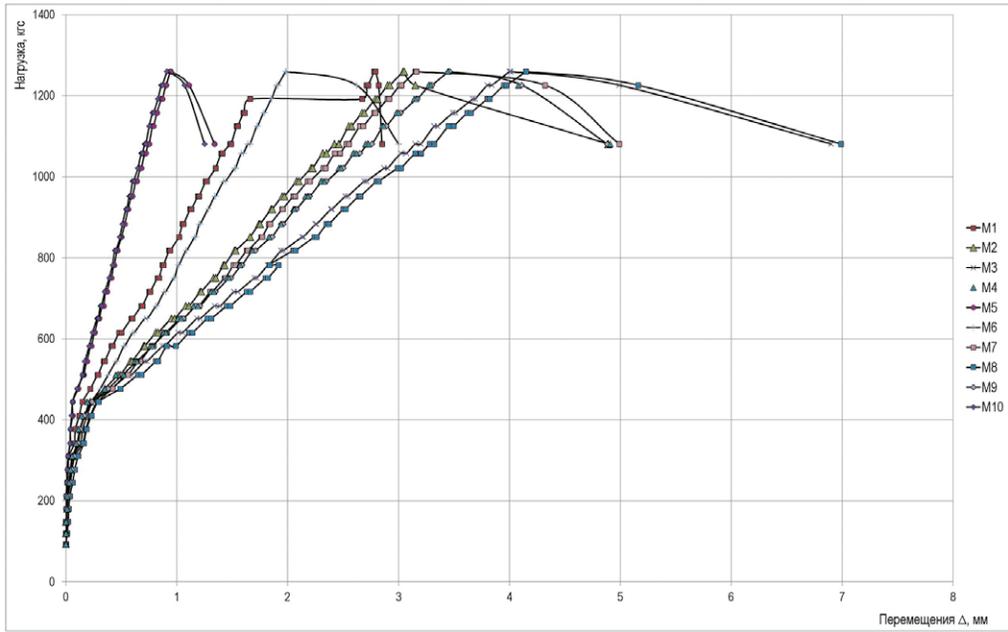
На первом начальном этапе испытаний после предварительного нагружения образца до величины 0,5 % от предполагаемой разрушающей нагрузки для исключения погрешности при снятии показаний на приборах выполнялась корректировка расстановки приборов.

На втором этапе нагружение испытуемой конструкции осуществлялось пошагово до нагрузки  $N_{max}$ , при достижении которой фиксировалась потеря несущей способности конструкции.

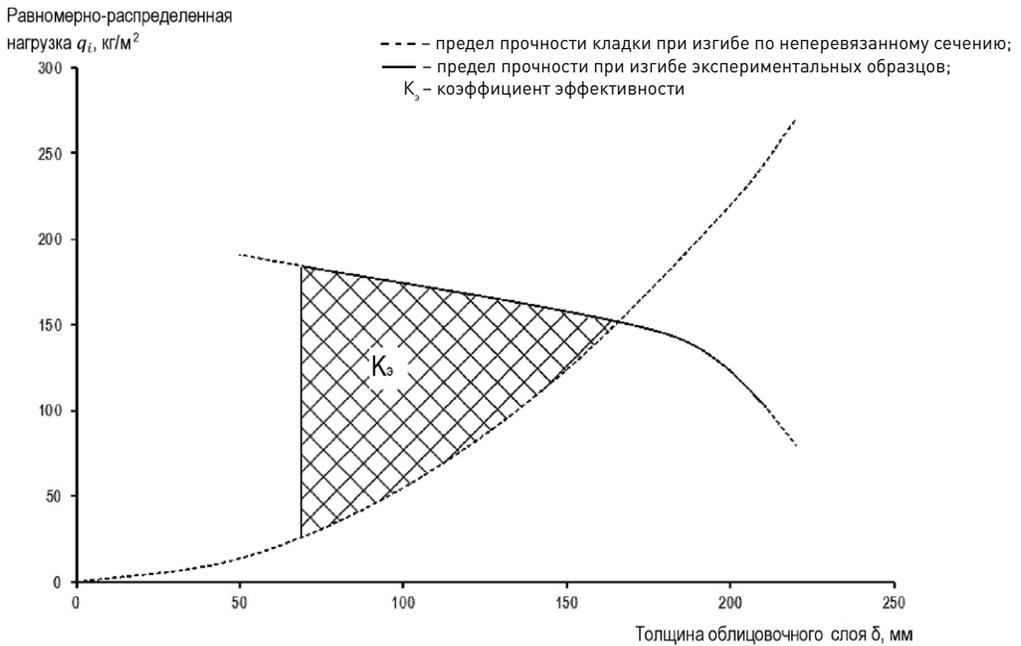
Шаг нагружения составлял 2–5 % от предполагаемой максимальной нагрузки. В процессе испытаний контроль целостности металлической подконструкции выполнялся визуально. На рис. 7 приведен общий вид экспериментального образца на металлических подконструкциях после проведения испытаний.

За разрушающую нагрузку  $N_{max}$  принята величина усилия на шток прибора, при котором выполняется одно из условий: раскрытие шва кладки –  $N_{cr}$ ; разрушение связи, соединения связи в замке направляющей, узла заделки в растворном шве –  $N_s$ .

Разрушения образцов сопровождалась



**Рис. 8.** График зависимости перемещений от прикладываемой нагрузки (вид сбоку) – индикаторы M1–M10  
**Fig. 8.** Dependence of displacements on the applied load (side view) – indicators M1–M10



**Рис. 9.** Форма графика зависимости несущей способности экспериментальных образцов при изгибе в зависимости от толщины лицевого слоя  
**Fig. 9.** Dependence of bearing capacity of experimental samples in bending on the thickness of the face layer

В настоящее время в лаборатории продолжается комплекс исследований, в рамках НИОКР проводится работа по исследованию серии образцов с оценкой влияния прочности раствора на несущую способность конструкций облицовки.

Необходимо отметить, что испытания крупноформатных экспериментальных образцов фасадных конструкций являются наиболее эффективным методом оценки работы конструкции под нагрузкой.

## **Заключение**

1. Проведенные в рамках научно-технического сопровождения испытания позволили определить эффективную область применения проектной системы крепления на натуральных образцах и подтвердить возможность применения различных типов раскладок защитно-декоративной конструкции на объекте строительства. Исследования позволили оценить характер работы, определить предел прочности конструкции, соответствующие им перемещения при изгибе из плоскости. Результаты исследований подтверждают необходимость ограничения прогибов вертикальных направляющих.

2. В связи с отсутствием нормативной базы на новые типы защитно-декоративных конструкций из штучных кладочных изделий на металлическом каркасе, широким разнообразием систем креплений, внедрение в практику строительства должно базироваться на результатах исследований крупноформатных экспериментальных образцов в лабораторных условиях и результатах расчетов до получения достаточного опыта и данных для включения в нормативно-техническую документацию.

3. Механические испытания новых типов фасадных конструкций должны проводиться в обязательном порядке с целью обоснования проектных технических решений и быть направлены на оценку характера работы конструкций под нагрузкой для последующего анализа накопленного опыта, разработки методов расчета, конструктивных требований.

4. Проведенные исследования подтвердили эффективность применения систем крепления при устройстве тонких защитно-декоративных конструкций из кирпича, позволяющих реализовывать архитектурные замыслы разработчиков проектов, в том числе сложных архитектурных форм.

5. Применение различных типов раскладки кирпича в составе навесных фасадных систем позволит расширить область применения кирпича, штучных кладочных изделий российских и зарубежных производителей на отечественном строительном рынке.

6. В настоящее время в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко проводятся комплексные исследования прочности сцепления кирпича и раствора, различных видов защитно-декоративных конструкций с учетом величин опорных зон, типа закрепления, ширины кирпича и типа раскладки (различного положения кирпича в «теле» конструкции).

7. Исследования позволят установить необходимые зависимости для последующей разработки предложений в развитие действующей нормативно-технической документации.

## Список литературы

1. ГОСТ 5802-86. Растворы строительные. Методы испытаний: Межгосударственный стандарт: утвержден и введен в действие Постановлением Государственного комитета СССР по делам строительства от 11.12.85 № 214: Дата введения 1986-07-01 / разработан и внесен Центральным научно-исследовательским институтом строительных конструкций (ЦНИИСК им. Кучеренко) Госстроя СССР. – Москва: Стандартинформ, 2018. – 19 с.
2. ГОСТ Р 57350-2016/EN 1052-2:1999. Кладка каменная. Метод определения предела прочности при изгибе: национальный стандарт Российской Федерации: утвержден и введен в действие Приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 13 декабря 2016 г. № 2020-ст: дата введения 2017-07-01. – Москва: Стандартинформ, 2017. – 7 с.
3. СП 15.13330.2012. Каменные и армокаменные конструкции: свод правил. Актуализированная редакция СНиП II-22-81\* (с Изменениями № 1, 2, 3): утвержден приказом Министерства регионального развития Российской Федерации (Минрегион России) от 29 декабря 2011 г. № 635/5 и введен в действие с 01 января 2013 г. – Москва, 2012. – 86 с.
4. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции: свод правил. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\* (с Поправкой, с Изменением № 1): утвержден приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 27 февраля 2017 г. № 126/пр и введен в действие с 28 августа 2017 г. – Москва, 2017. – 148 с.
5. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия: свод правил: Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* (с Изменениями N 1, 2): утвержден приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 3 декабря 2016 г. № 891/пр и введен в действие с 4 июня 2017 г. – Москва: Стандартинформ, 2018. – 95 с.
6. СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции: свод правил. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87 (с Изменениями № 1, 3): утвержден приказом Федерального агентства по строительству и жилищно-коммунальному хозяйству (Госстрой) от 25 декабря 2012 г. № 109/ГС и введен в действие с 1 июля 2013 г. – Москва, 2013. – 205 с.
7. Методические рекомендации по проведению испытаний крупноформатных фрагментов защитно-декоративных конструкций из кирпича и штучных облицовочных изделий на металлических подконструкциях, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – Москва, 2020.
8. СТО 44416204-012-2013. Элементы облицовочные навесных фасадных систем с воздушным зазором и детали их крепления. Метод определения несущей способности по результатам лабораторных испытаний / ФАУ «ФЦС», ЦНИИПСК им. Н.П. Мельникова. – Москва, 2013. – 30 с.

## Информация об авторах / Information about the authors

**Марина Олеговна Павлова\***, канд. техн. наук, заведующий лабораторией надежности фасадов и теплоизоляционных фасадных систем ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: pavlova@tsniisk.ru

**Marina O. Pavlova,\*** Cand. Sci. (Technical), Head of the Laboratory for Reliability of Facades and Thermal Insulation Facade Systems, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: pavlova@tsniisk.ru

**Владимир Андреевич Захаров**, заместитель заведующего лабораторией надежности фасадов и теплоизоляционных фасадных систем ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: zaharov@cstroy.ru

**Vladimir A. Zakharov**, Deputy head of the Laboratory for Reliability of Facades and Thermal Insulation Facade Systems, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: zaharov@cstroy.ru

**Сергей Викторович Кушнир**, заведующий сектором облицовочных изделий и материалов ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: kushnir@cstroy.ru

**Sergei V. Kushnir**, Head of the department of facing products and materials, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: kushnir@cstroy.ru

**Максим Николаевич Павленко**, заведующий сектором фасадных конструкций и креплений ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: pavlenko@cstroy.ru

**Maksim N. Pavlenko**, Head of the department of facade structures and fastenings, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: pavlenko@cstroy.ru

\* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 624.012

doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-43-50](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-43-50)

# ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ КАМЕННЫХ СТЕН

М.К. ИЩУК✉, д-р техн. наук  
Х.А. АЙЗЯТУЛЛИН

*Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) им. В.А. Кучеренко  
АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Российская Федерация*

Используемые компьютерные модели расчета каменных зданий не всегда позволяют корректно учесть напряженно-деформированное состояние стен и оценить вероятность образования трещин, вызванных неодинаковыми деформациями совместно работающих стен.

Трещины между стенами зданий могут развиваться в течение нескольких лет после возведения здания, и их ремонт в большинстве случаев неэффективен до полного затухания деформаций ползучести кладки.

В статье на основе анализа проводимых исследований и натурных наблюдений даны рекомендации по обеспечению трещиностойкости внутренних стен из каменной кладки.

**Ключевые слова:** совместная работа стен, длительные деформации кладки, усадка и ползучесть кладки, наклонные и вертикальные трещины в кладке, расчетные модели каменных зданий, методы расчета

**Для цитирования:** Ищук М.К., Айзятуллин Х.А. Трещиностойкость каменных стен // Вестник НИЦ «Строительство». 2021. Т. 31. № 4. С. 43–50. doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-43-50](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-43-50)

## Вклад авторов

Ищук М.К. – разработка идеи; описание методов расчетов, приведенных в статье; написание выводов.  
Айзятуллин Х.А. – оформление текста статьи; разработка графических материалов.

## Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

## Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

# CRACK RESISTANCE OF MASONRY WALLS

М.К. ISHCHUK,✉ Dr. Sci. (Engineering)  
Kh.A. AIZYATULLIN

*Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction,  
2nd Institutskaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation*

Computer models used in the design calculation of masonry buildings sometimes fail to correctly take into account the stress-strain state of walls and assess the likelihood of cracks caused by the deformation differences of interacting walls.

Following the construction of a building, cracks can develop at wall intersections for several years. However, their repair is mostly ineffective until the total damping of masonry creep deformation.

Drawing on the analysis of conducted research and field data, the authors give recommendations on ensuring the crack resistance of internal masonry walls.

**Keywords:** wall interaction, long-term masonry deformations, masonry shrinkage and creep, diagonal and vertical masonry cracks, models of masonry buildings, calculation methods

**For citation:** Ishchuk M.K., Aizyatullin Kh.A. Crack resistance of masonry walls. Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2021. Vol. 31. No. 4. P. 43–50 (In Russ.). doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-43-50](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-43-50)

**Author contribution statements**

M.K. Ishchuk: concept development, description of calculation methods presented in the article, and drawing of conclusions; Kh.A. Aizyatullin: text formatting and development of graphic materials.

**Funding**

No funding support was obtained for the research.

**Conflict of interest**

The authors declare no conflict of interest.



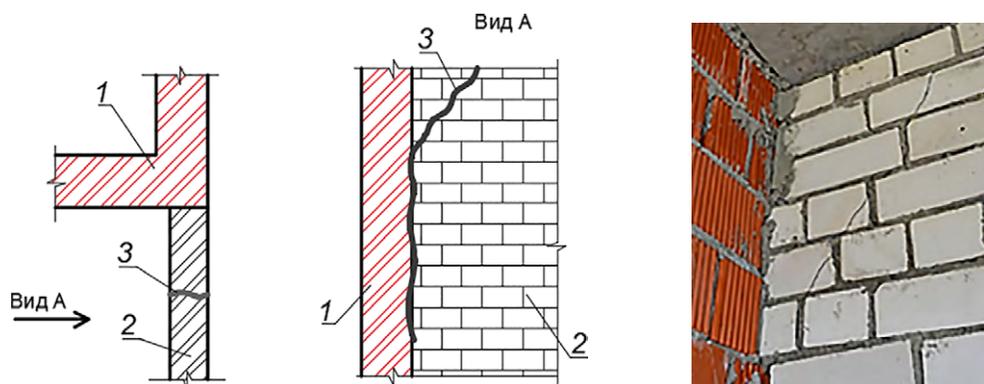
**Рис. 1.** Общий вид жилого дома с наружными и внутренними стенами из каменной кладки (Московская обл., 2019 г.)

**Fig. 1.** General view of a residential building having exterior and interior masonry walls [Moscow region, 2019]

Часто вблизи пересечений стен из каменной кладки возникают сквозные трещины. Тому причиной могут быть неодинаковые вертикальные деформации кладки смежных участков стен или неравномерные осадки фундаментов.

Рассмотрим случай образования трещин вследствие неодинаковых вертикальных деформаций кладки наружных и внутренних стен на примере недавно возведенного девятиэтажного здания (рис. 1).

Во внутренних стенах из силикатного кирпича вблизи их пересечения с наружными из керамических камней в верхних этажах спустя некоторое время после окончания возведения появились наклонные и вертикальные трещины (рис. 2). В средних и нижних этажах трещины, как правило, вертикальные.



**Рис. 2.** Трещина во внутренней стене из силикатного кирпича на пересечении с наружной стеной из керамического камня: 1 – наружная стена из керамического камня; 2 – внутренняя стена из силикатного кирпича; 3 – сквозная трещина внутренней стены

**Fig. 2.** Crack in a sand-lime brick interior wall intersecting a clay block exterior wall: 1 – clay block exterior wall; 2 – sand-lime brick interior wall; 3 – through crack in the interior wall

Схема образования трещин между стенами приведена на рис. 3.

Изучению совместной работы разно деформируемых стен посвящены работы [1–4]. В работе [1] приведен эксперимент на модели фрагмента здания (М1:2), в котором изучалась совместная работа конструкций трех верхних этажей многоэтажного здания.

Размеры модели в плане составляли  $6,5 \times 5,2$  м ( $13 \times 10,4$  м). В скобках указаны соответствующие размеры для натурального моделируемого здания. Модель имела одну внутреннюю и две наружные стены, выполненные из силикатного кирпича. Высота каждого этажа составляла 1,4 м (2,8 м).

Перекрытия выполнялись из пустотных плит шириной по 0,75 м (1,5 м) и толщиной 0,11 м (0,22 м). По одной из сторон продольные края плит заведены в наружную стену на 60 мм (120 мм).

Деформации ползучести кладки, возникающие в нижних этажах натурального здания, имитировались опусканием опор, несущих внутреннюю стену, в течение девяти месяцев с момента окончания возведения. Для обеспечения равенства вертикальных напряжений в стенах модели и натурального здания к модели с помощью чугунных грузов прикладывалась дополнительная нагрузка. Схема и фото модели показаны на рис. 4.

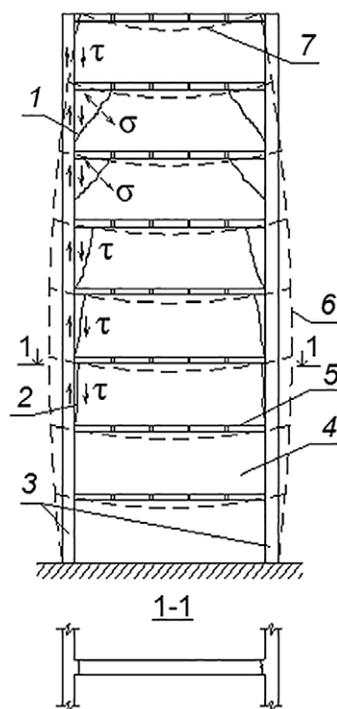
Одновременно испытывались на кратковременное и длительное сжатие с целью оценки деформаций ползучести и усадки кладки образцы в виде столбов.

Первые трещины возникли через семь месяцев при разности вертикальных перемещений низа внутренней стены 4 мм. Трещины проходили по швам кладки внутренней стены под углом  $45^\circ$  в уровне первого и второго этажей и начинались от первого шва между плитами перекрытий (рис. 5).

Со стороны стены, где плиты перекрытий заводились продольной стороной в наружную стену, трещины не появились.

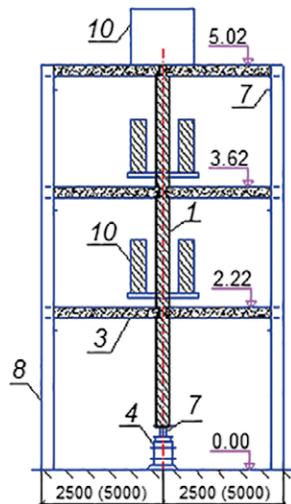
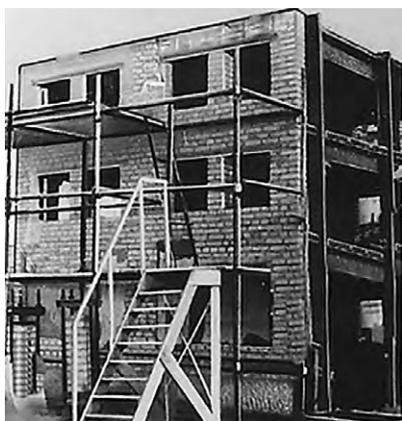
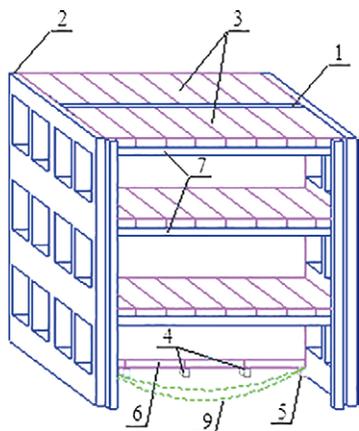
В настоящей работе изучалось влияние на НДС стен конструкции перекрытия, армирования кладки сетчатой арматурой и поясами. Рассчитывались фрагменты трех верхних этажей многоэтажного здания, идентичные экспериментальной модели. Стены и плиты перекрытий аппроксимировались объемными КЭ, швы между плитами КЭ податливой связи. Арматурные стержни поясов и сеток аппроксимировались конечными элементами стержня.

Стены рассчитываемых фрагментов образуют в плане симметричный двутавр, полкой которого служит наружная стена толщиной 0,51 м, длиной 5 м с оконными проемами, а стенкой двутавра – внутренняя стена толщиной 0,38 м и длиной 6 м. Посередине внутренней стены имеется дверной проем.



$\sigma$  – главные растягивающие напряжения  
 $\tau$  – касательные напряжения

**Рис. 3.** Возникновение наклонных и вертикальных трещин в кладке разнодеформируемых стен: 1 – наклонные трещины; 2 – вертикальные трещины; 3 – менее деформируемые стены; 4 – более деформируемая стена; 5 – плита перекрытия; 6 – поперечные перемещения стены; 7 – вертикальные перемещения стены  
**Fig. 3.** Occurrence of diagonal and vertical cracks in the masonry of walls undergoing different deformations: 1 – diagonal cracks; 2 – vertical cracks; 3 – less deformable walls; 4 – more deformable wall; 5 – slab; 6 – lateral wall displacement; 7 – vertical wall displacement



**Рис. 4.** Схема модели: 1 – внутренняя стена; 2 – наружная стена;  
3 – плиты перекрытий; 4 – опускающиеся опоры; 5 – неподвижные опоры;  
6 – балки под стеной; 7, 8 – балки и колонны каркаса;  
9 – эпюры вертикальных перемещений;  
10 – чугунные грузы

**Fig. 4.** Schematic of the model: 1 – interior wall; 2 – exterior wall;  
3 – slabs; 4 – lowered supports; 5 – fixed supports; 6 – beams under the wall;  
7, 8 – beams and posts of the frame; 9 – vertical displacement diagrams;  
10 – cast-iron weights



**Рис. 5.** Трещина по шву между плитами перекрытия, переходящая в наклонную трещину в кладке внутренней стены

**Fig. 5.** Crack at the floor slab junction extending into a diagonal crack in the masonry of an interior wall

Перекрытия из железобетонных пустотелых плит шириной 1,5 м опираются на внутреннюю стену.

Модули упругости кладки стен и перекрытий принимались идентичными в экспериментальной модели.

Эпюра вертикальных перемещений низа внутренней стены соответствовала эпюре перемещений экспериментальной модели. Вертикальные перемещения низа внутренней стены ограничивались податливыми связями, жесткость которых варьировалась в широких пределах. Вертикальные перемещения внизу наружной стены ограничивались во всех фрагментах.

Для выявления жесткости диска перекрытий в своей плоскости рассчитывались фрагменты как с заполненными, так и незаполненными швами между плитами.

Исследовалось влияние заводки продольной стороны крайней плиты перекрытия в наружную стену.

В ряде фрагментов во внутренней стене в горизонтальный растворный шов под плитами перекрытий заложены пояса из арматуры диаметром 6 мм. Количество стержней в поясе варьировалось от трех до двенадцати.

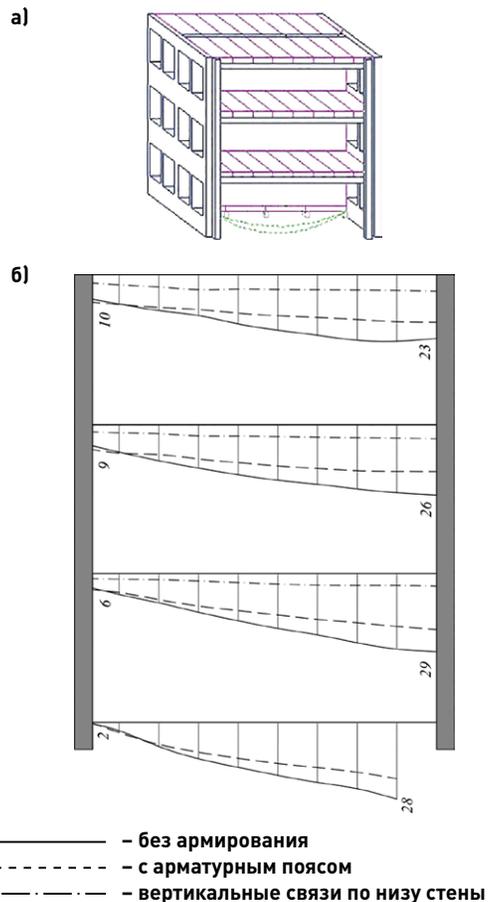
В одном из фрагментов осуществлено армирование внутренней стены сетками, располагаемыми в горизонтальных швах через 0,7 м по высоте стены во всех трех этажах. В каждой сетке имеется по три продольных стержня диаметром 6 мм.

К стенам прикладывалась равномерно распределенная по объему конечных элементов нагрузка, равная объемной массе кладки. К перекрытиям прикладывалась равномерно распределенная по горизонтальной поверхности нагрузка.

## Напряженно-деформированное состояние стен

В результате перераспределения усилий с внутренней стены на наружную абсолютных значений вертикальных напряжений во внутренней стене значительно меньше, чем подсчитанных в предположении раздельной работы стен.

Установлено, что при наличии поясов разность перемещений в несущей внутренней стене может оказаться на 20–30 % ниже, чем без них (рис. 6). Это ведет к тому, что в кладке в уровне перекрытий предпоследнего этажа



**Рис. 6.** Вертикальные перемещения внутренней стены в уровне трех верхних этажей:

а) рассчитываемый фрагмент здания; б) эпюры вертикальных перемещений внутренней стены в мм  
**Fig. 6.** Vertical displacements of the interior wall at the level of the three upper floors: а) analyzed part of the building; б) diagrams showing vertical displacements of the interior wall in mm

главные растягивающие напряжения  $\sigma_1$  значительно уменьшаются по сравнению с напряжениями в стенах без поясов, становясь сжимающими в большинстве сечений. Однако в верхнем этаже главные растягивающие напряжения увеличиваются, т. к. диск покрытия является своеобразной распоркой, препятствующей сближению стен (рис. 3).

Вблизи швов между плитами в кладке наблюдается концентрация касательных напряжений  $\tau$ . При расчетах по упрощенной методике или грубой разбивке на КЭ (25 см и более) значения  $\tau$  вблизи пересечения стен рекомендуется принимать с учетом коэффициента неравномерности касательных напряжений по высоте стены в пределах этажа, равного 1,5.

Эффект от заводки в стену продольных сторон плит перекрытий аналогичен эффекту от армопоясов. Способствуя уменьшению абсолютных величин главных растягивающих напряжений в кладке внутренней стены в уровне предпоследнего этажа, это приводит к росту главных растягивающих напряжений в уровне верхнего этажа.

Полученные из расчетов данные хорошо коррелируются с результатами натурных наблюдений и испытаниями модели здания.

В работе [2] исследовалось НДС стен каменных зданий в процессе строительства и эксплуатации на примере 5-этажного фрагмента здания. Расчет производился в пять этапов соответственно количеству этажей и одному этапу после окончания строительства. На рис. 7 изображены эпюры касательных напряжений  $\tau$ , действующих в серединах этажей после окончания строительства здания. Там же изображены эпюры  $\tau$ , полученные без учета влияния деформаций ползучести. Эти напряжения оказываются меньше в среднем в 2 раза. В средних этажах касательные напряжения увеличились за время после окончания строительства в 1,5–2 раза, а в верхнем этаже – в 1,8–2,6 раза.

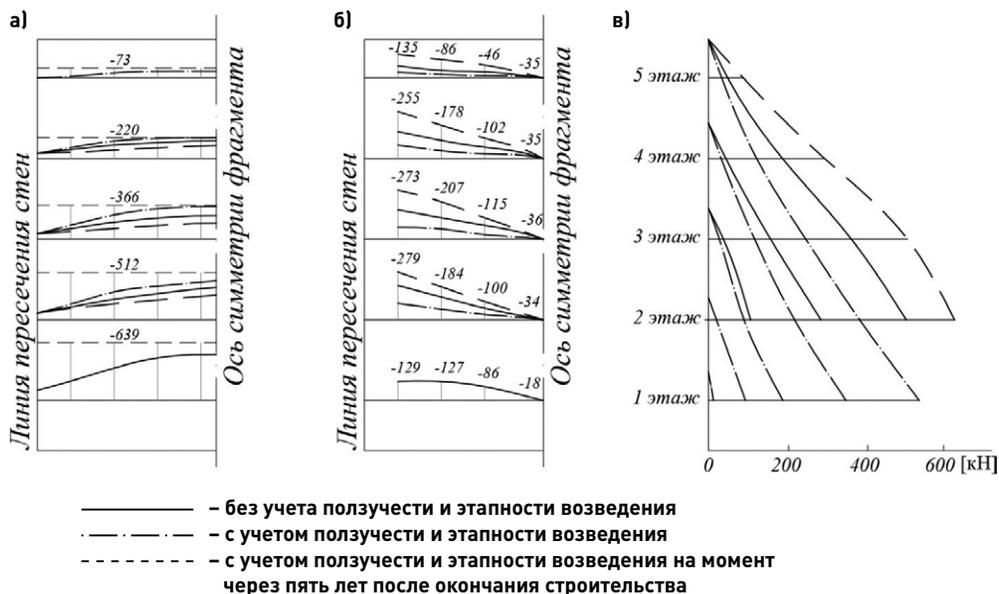


Рис. 7. Эпюры вертикальных напряжений (а, б), действующих в поперечной стене фрагмента, и вертикальных усилий (в), перераспределяемых между стенами

Fig. 7. Diagrams of vertical stresses (a, б) in the transverse wall of the structure and vertical forces (в) redistributed between the walls

Учет деформаций ползучести, этапности и длительности возведения позволяет уточнить на 33 % и более величины усилий и напряжений, действующих в стенах. В верхних этажах, где вероятнее появление наклонных трещин вследствие действия главных растягивающих напряжений, величины их более чем в 2,5 раза превышают полученные без учета названных факторов.

Вследствие деформаций ползучести кладки нижележащих этажей после окончания строительства здания более деформируемые стены продолжают разгружаться, а менее деформируемые – догружаться. Поэтому вертикальные напряжения в более деформируемой стене должны определяться на момент окончания строительства здания, а в менее деформируемых – на момент через пять лет, когда практически полностью прекращаются деформации кладки.

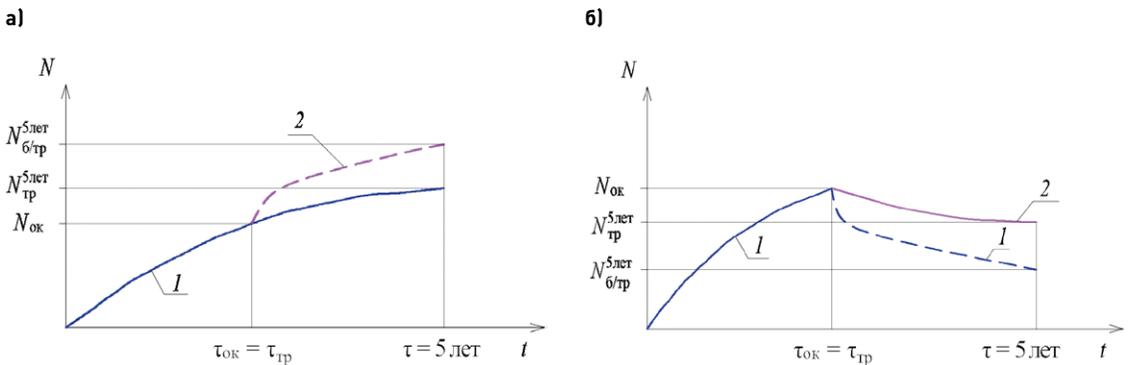
На рис. 8 изображены графики вертикальных усилий  $N$ , действующих в менее

деформируемой (а) и в более деформируемой стене (б) до образования трещин. После окончания строительства происходит постепенное затухание приращения усилий.

Чем меньше возраст кладки, при котором произойдет прекращение роста нагрузки, тем выше будут полные деформации в ней.

Менее деформируемая стена, наоборот, «разгрузится». Отсюда при проектировании прочность кладки менее деформируемой стены должна определяться без учета образования трещин, разделяющих стены.

К моменту окончания строительства перемещения стен в уровне покрытия равны нулю, и все перемещения верха стен должны определяться начиная с момента окончания строительства здания. Трещины в верхних этажах появляются после окончания возведения здания, когда в кладке развиваются только деформации ползучести и усадки. В этом случае наиболее подходит критерий прочности кладки по предельной разности перемещений стен.



**Рис. 8.** Графики изменения во времени  $t$  вертикальных усилий  $N$  в стенах фрагмента здания: а – в менее деформируемой стене; б – в более деформируемой стене: 1 – без учета появления трещин; 2 – с учетом появления трещин;  $N_{ок}$  – усилие на момент окончания возведения стен;  $N_{тр}^{5лет}$  – усилие после затухания деформаций ползучести (через 5 лет) в стенах с трещинами между ними;  $N_{б/тр}^{5лет}$  – усилие после затухания деформаций ползучести (через 5 лет) в стенах без трещин;  $\tau_{ок}$  – время окончания возведения;  $\tau_{тр}$  – момент появления трещин

**Fig. 8.** Graphs showing changes in vertical forces  $N$  in the walls of the structure over time  $t$ : а – less deformable wall; б – more deformable wall:

1 – without taking the occurrence of cracks into account; 2 – taking the occurrence of cracks into account;  $N_{ок}$  – force at the end of wall erection;  $N_{тр}^{5лет}$  – force in the walls having cracks at their intersection following the damping of creep deformations (in 5 years);  $N_{б/тр}^{5лет}$  – force in the walls without cracks following the damping of creep deformations (in 5 years);  $\tau_{ок}$  – end of construction;  $\tau_{тр}$  – cracking moment

## Выводы

1. При дисках перекрытий из сборных плит шириной до 2 м укладку армопоясов в кладку несущих стен следует производить в уровне дисков перекрытий на предпоследнем этаже, а в случае необходимости и ниже в зависимости от НДС стен.

Укладка армопояса в уровне диска покрытия не рекомендуется.

2. Заводка плит перекрытий продольной стороной в условно самонесущую стену повышает трещиностойкость кладки стен нижележащих этажей.

3. Арматурные сетки, уложенные в горизонтальных швах несущих стен равномерно по их высоте, наиболее эффективно способствуют восприятию главных растягивающих напряжений, препятствуя тем самым образованию и раскрытию наклонных трещин.

4. Во всех случаях должно выполняться конструктивное армирование стен вблизи их пересечений связевыми Г- или Т-образными сетками. Сетки следует заводить в стены таким образом, чтобы они перекрывали первый от угла шов между плитами перекрытий.

5. Ремонт стен с наклонными деформационными трещинами целесообразно производить устройством внешнего армирования, направленного перпендикулярно направлению трещины.

## Список литературы

1. Повышение трещиностойкости каменных зданий / М.К. Ищук, И.И. Неверович, Е.В. Шенкаренко [и др.] // Жилищное строительство. – № 8. – 1990. – С. 13–14.
2. Ищук М.К. Расчет на ЭВМ каменного здания с учетом поэтапности возведения / М.К. Ищук, Н.А. Шишкина // Исследования каменных и крупнопанельных конструкций и перспективы их развития: сб. научн. тр. / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М., 1990. – С. 93–103.
3. Ищук М.К. Исследование совместной работы разно деформируемых стен каменных зданий при вертикальном нагружении / М.К. Ищук // Исследование крупнопанельных и каменных конструкций: сб. научн. тр. / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М., 1986. – С. 65–78.
4. Ищук М.К. Прочность и деформации стен каменных зданий с учетом их совместной работы: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.21.03 / М.К. Ищук. – М., 1986. – 24 с.

## Информация об авторах / Information about the authors

**Михаил Карпович Ищук\***, д-р техн. наук, заведующий лабораторией реконструкции уникальных каменных сооружений (ЛРУКС) (№ 5) ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: kamkon@ya.ru

тел.: +7 (926) 535-20-32

**Mikhail K. Ishchuk**,\* Dr. Sci. (Engineering), Head of the Laboratory for the Reconstruction of Unique Masonry Structures (No. 5), Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: kamkon@ya.ru

tel.: +7 (926) 535-20-32

**Халит Алиевич Айзятуллин**, инженер группы натурных обследований лаборатории реконструкции уникальных каменных сооружений (ЛРУКС) (№ 5) ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

**Khalit A. Aizyatullin**, Engineer, On-site Investigation Group, Laboratory for the Reconstruction of Unique Masonry Structures (No. 5), Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

\* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 624.072.2.014

doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-51-65](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-51-65)

# НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ СОПРОВОЖДЕНИЕ СОСТОЯНИЯ РАСПОРНОЙ СИСТЕМЫ КОТЛОВАНА, ВОЗВОДИМОГО МОСКОВСКИМ МЕТОДОМ

М.И. ФАРФЕЛЬ<sup>1,2,✉</sup>, канд. техн. наукМ.И. ГУКОВА<sup>1</sup>, канд. техн. наукД.В. КОНДРАШОВ<sup>1</sup>Д.Ю. КОНЯШИН<sup>1</sup>

<sup>1</sup>ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»  
Минобрнауки России (НИУ МГСУ),  
Ярославское шоссе, д.26, г. Москва, 129337, Российская Федерация

<sup>2</sup>Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций им. В.А. Кучеренко (ЦНИИСК)  
АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Российская Федерация

В статье представлены результаты, полученные при научно-техническом сопровождении строительства котлована строящейся гостиницы у Курского вокзала в г. Москве с помощью распорной системы ферм, закрепленных в «стене в грунте». Такой способ строительства, получивший название «Московский метод», дает возможность постепенной выемки грунта между стенами котлована по ярусам, укрепляемым стальными распорными фермами с одновременной установкой плит перекрытия. По апробированной, разработанной в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко методике определения напряжений (деформаций) в элементах металлических конструкций, с использованием механических тензометров со съемным индикатором во время проведения мониторинга строительства уникального сооружения, были выявлены нештатные ситуации, потребовавшие экстренных мер по устранению выявленных недопустимых напряжений в конструкциях. Приведенный пример показывает необходимость проведения научно-технического сопровождения строительства уникальных зданий и сооружений.

**Ключевые слова:** техническое состояние, деформация, напряжение, несущие конструкции, приборы, система, распорные фермы, котлован, здания и сооружения, мониторинг, элементы, этапы, циклы

**Для цитирования:** Фарфель М.И., Гукова М.И., Кондрашов Д.В., Коняшин Д.Ю. Научно-техническое сопровождение состояния распорной системы котлована, возводимого московским методом // Вестник НИЦ «Строительство». 2021. Т. 31. № 4. С. 51–65. doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-51-65](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-51-65)

## Вклад авторов

Все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

## Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

## Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

## RESEARCH AND DEVELOPMENT SUPPORT OF THE SPACER SYSTEM FOR THE FOUNDATION PIT CONSTRUCTED BY THE MOSCOW METHOD

M.I. FARFEL,<sup>1,2,✉</sup> Cand. Sci. (Engineering)

M.I. GUKOVA,<sup>1</sup> Cand. Sci. (Engineering)

D.V. KONDRASHOV<sup>1</sup>

D.Yu. KONYASHIN<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, 2nd Institut'skaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation

<sup>2</sup>National Research Moscow State University of Civil Engineering, Yaroslavskoye Shosse, 26, Moscow, 129337, Russian Federation

The article presents the results obtained during the research and development support for the construction of the foundation pit for a projected hotel near the Kursky railway station in Moscow using the truss spacer system fixed in the diaphragm wall. This construction technique, called the "Moscow method" ensures the gradual soil excavation between the pit walls along tiers reinforced by steel spacer trusses to be performed simultaneously with installation of floor slabs. The developed and approved at TsNIISK named after V.A. Kucherenko method for determining stresses (deformations) in elements of metal structures using mechanical strain gauges with a removable indicator was applied to monitor the construction of a unique structure. During the monitoring, emergency situations, requiring extra measures for eliminating the identified unacceptable stresses in the structures, were identified. The provided example demonstrates the research and development support to a prerequisite for the construction of unique buildings and structures.

**Keywords:** technical condition, deformation, stress, bearing structures, devices, system, spacer trusses, foundation pit, buildings and structures, monitoring, elements, stages, cycles

**For citation:** Farfel M.I., Gukova M.I., Kondrashov D.V., Konyashin D.Yu. Research and development support of the spacer system for the foundation pit constructed by the Moscow method. Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2021. Vol. 31. No. 4. P. 51–65 (In Russ.). doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-51-65](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-51-65)

### Authors contribution statements

All authors have contributed equally to the work.

### Funding

No funding support was obtained for the research.

### Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

При выполнении мониторинга [1] уникальных зданий и сооружений в соответствии с ГОСТ [2] для повышения степени обеспечения их безопасного функционирования, а также для отслеживания степени и скорости изменения технического состояния несущих конструкций и своевременного принятия в случае негативного изменения напряженно-деформированного состояния конструкций, экстренных мер по предотвращению их обрушений в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко разработана и апробирована методика определения напряженно-деформированного состояния конструкций с помощью механических тензометров ТМИ-500М на базе индикаторов часового типа.

Первым положительным опытом проведения такой работы является мониторинг покрытия Большой спортивной арены (БСА) «Лужники», который выполняется сотрудниками

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство» с 1996 г. по настоящее время [3, 4].

В течение двух лет (с 2019 по 2020 г.) по этой же методике проводился мониторинг напряженного состояния распорной системы котлована строящейся гостиницы у Курского вокзала в г. Москве (рис. 1).

Особенностью временной ограждающей конструкции котлована строящегося здания гостиницы было устройство монолитной железобетонной «стены в грунте» толщиной 800 мм и глубиной до 30,25 м. «Стена в грунте» из монолитного железобетона выполнялась гидрофрезой с шириной ковша 2,8 м. Глубина котлована составляла от 20,70 до 21,20 м (рис. 2).



**Рис. 1.** Строительство гостиницы у Курского вокзала в г. Москве  
**Fig. 1.** Construction of a hotel near the Kursky railway station in Moscow



**Рис. 2.** «Стена в грунте» и распорные фермы первого подземного яруса  
**Fig. 2.** Diaphragm wall and spacer trusses of the first underground tier

Вес перекрытий с монтажной нагрузкой передавался на «стену в грунте» через распорные фермы, опирающиеся на нее с помощью временных опорных столиков, выполненных из двутавров 50Б2. Опорные столики крепились к закладным деталям, заложенным в «стене в грунте».

Крепление «стены в грунте» было предусмотрено четырьмя ярусами капитальных перекрытий, которые соединялись между собой системой из распорных ферм и обеспечивали её устойчивость от опрокидывания.

План расположения ферм распорной системы приведен на рис. 3.

Установка распорных ферм на трех ярусах, состоящих из поясов и раскосной решетки, и самого нижнего 4-го яруса – из подкосов к узлам нижних поясов третьего яруса (рис. 4), осуществлялась по мере выработки грунта под уже смонтированными конструкциями.

Измерения деформаций (напряжений) с помощью установленных механических тензодатчиков в наиболее напряженных элементах всех распорных ферм (рис. 5) проводились по графику в шесть этапов после окончательного монтажа конструкции. Каждый этап был

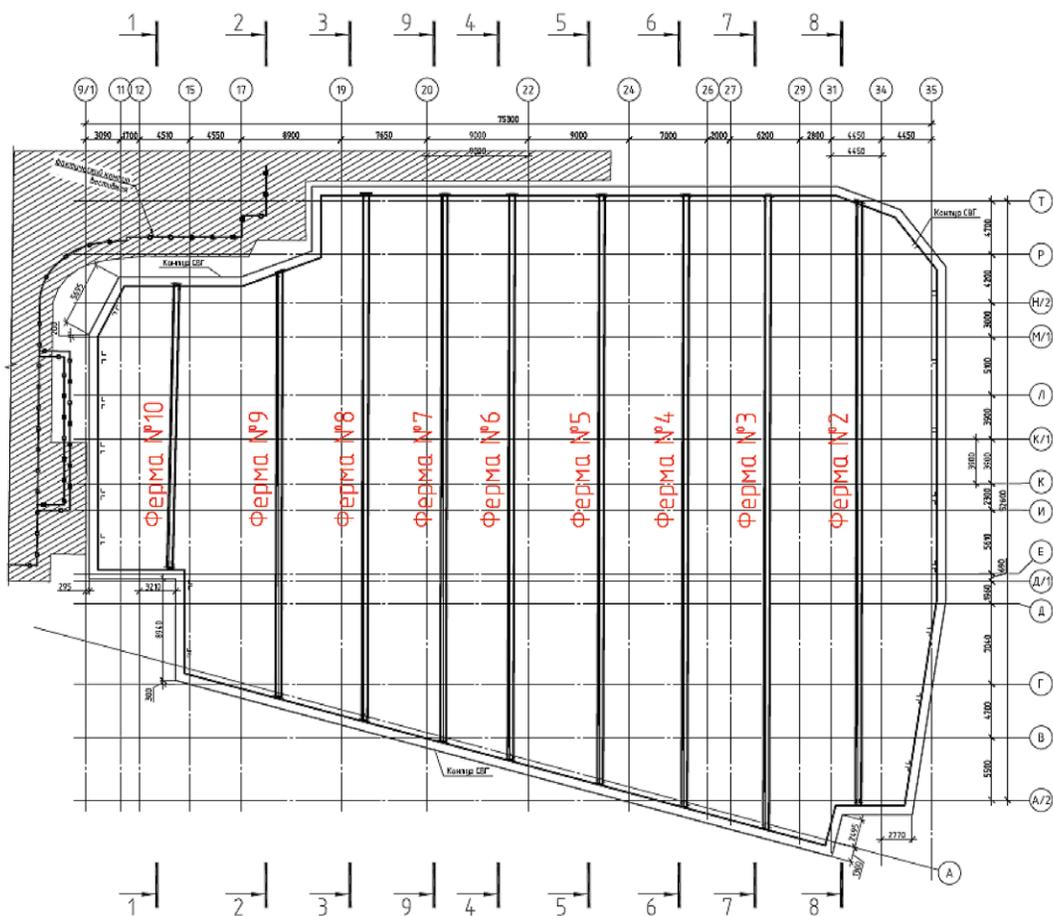
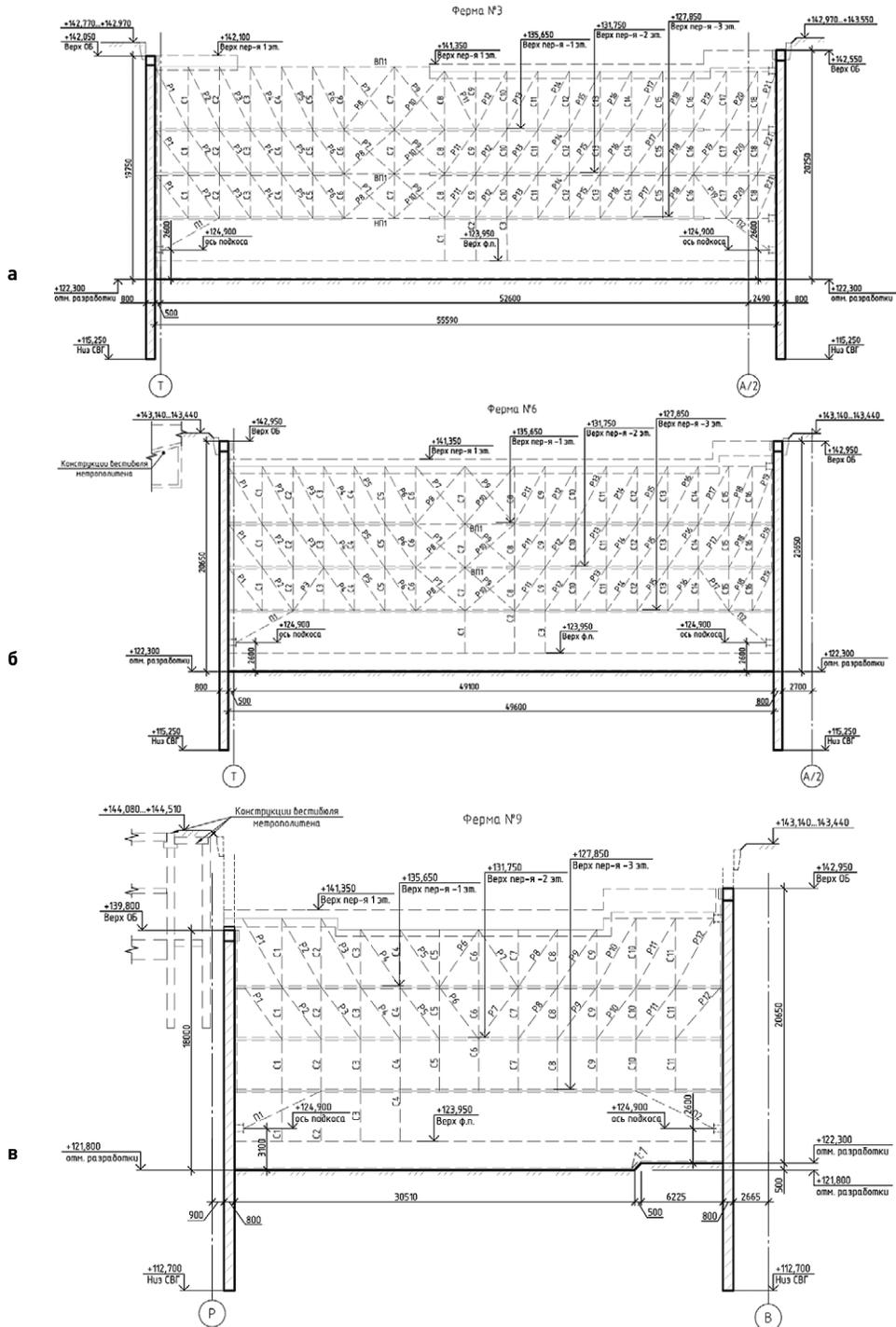
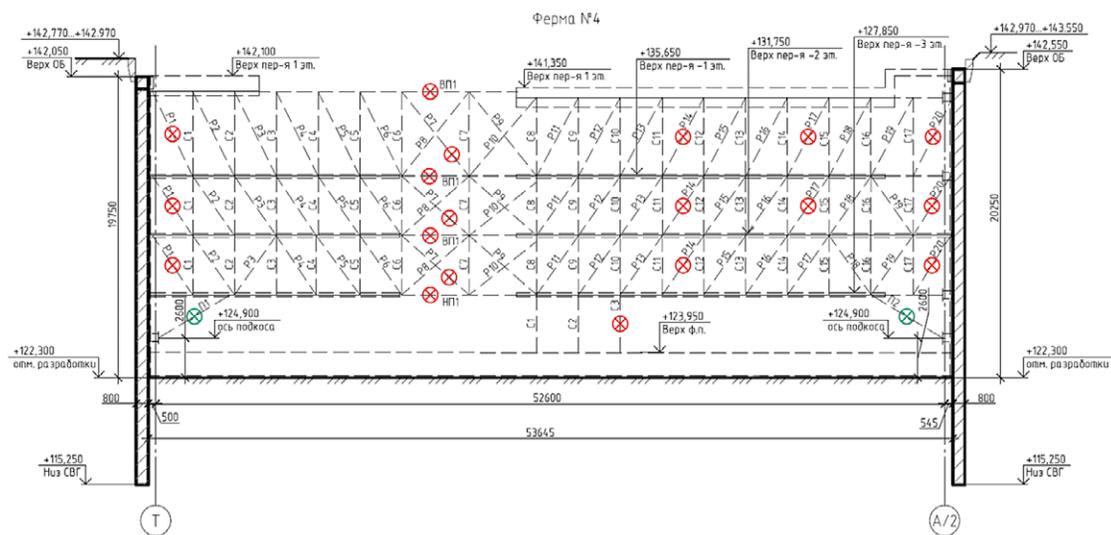


Рис. 3. План расположения ферм распорной системы котлована  
 Fig. 3. Layout of the trusses in the pit spacer system



**Рис. 4.** Схемы распорных ферм: а – № 3 (разрез 7-7 на рис. 3); б – № 6 (разрез 4-4 на рис. 3); в – № 9 (разрез 2-2 на рис. 3)  
**Fig. 4.** Spacer truss schemes: а – no. 3 (section 7-7 in Fig. 3); б – no. 6 (section 4-4 in Fig. 3); в – no. 9 (section 2-2 in Fig. 3)

(разрез 6-6 на рис. 3)  
(section 4-4 in Fig. 3)



**Рис. 5.** Схема установки механических тензометров на ферме № 4  
**Fig. 5.** Installation scheme of mechanical strain gauges of the truss no. 4

разделен на циклы, во время которых проводились измерения и анализ напряженно-деформированного состояния конструкций распорных ферм. За время проведения мониторинга (с сентября 2019 года по декабрь 2020 г.) было проведено 32 цикла измерений по всем ярусам: на отм. +141.350 (1-й ярус); +135.650 (2-й ярус); +131.750 (3-й ярус) и +127.850 (4-й ярус).

На первом этапе со 2-го по 6-й цикл проведения измерений были смонтированы только фермы № 2, 3, 4, 5 и 6 самого верхнего первого яруса, началась выборка грунта под второй ярус (рис. 6).



а



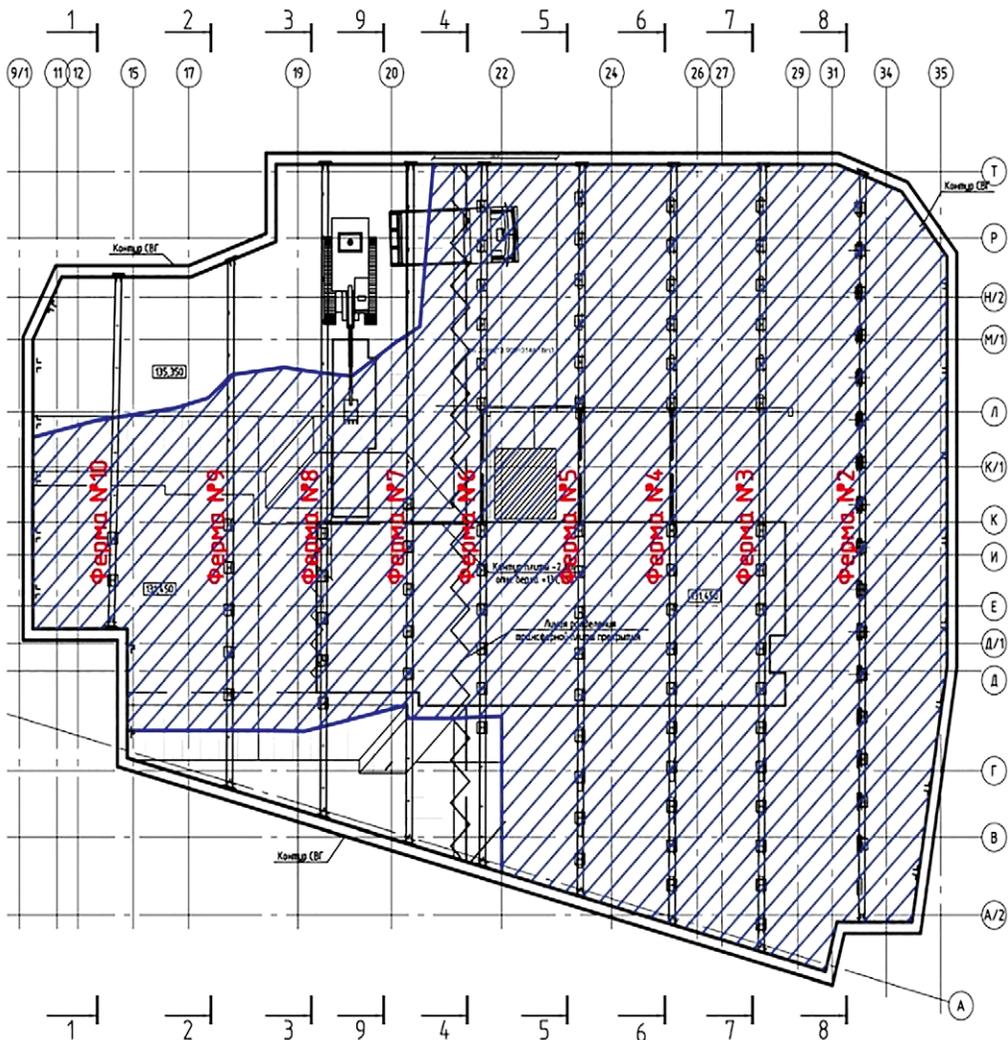
б

**Рис. 6.** Установленные фермы первого яруса (а) и выработка грунта на 1-м этапе (б)  
**Fig. 6.** Installed trusses of the first tier (a) and 1st stage excavation (b)

К проведению 7-го цикла были полностью смонтированы фермы № 2÷10 первого яруса, почти закончилась выборка грунта под первым ярусом (рис. 7), произведен монтаж фермы № 2 и частично ферм № 3 и 4 на втором ярусе. На смонтированных фермах сразу устанавливались механические тензометры и производился начальный отсчет.

На момент проведения 11–12-х циклов 2-го этапа на первом и втором подземных ярусах были полностью смонтированы все элементы распорных ферм котлована и произведен монтаж ферм № 2, 3, 4, 5 и 6 третьего подземного яруса.

Во время проведения измерений 14-го цикла под фермами первого, второго и третьего подземных ярусов грунт был полностью удален. Распорные фермы на первом и втором



**Рис. 7.** Схема участков с удаленным грунтом (зона выемки выделена штриховкой) под перекрытием, верхний обрез которого расположен на отм. +135.650 на 7-м цикле измерений

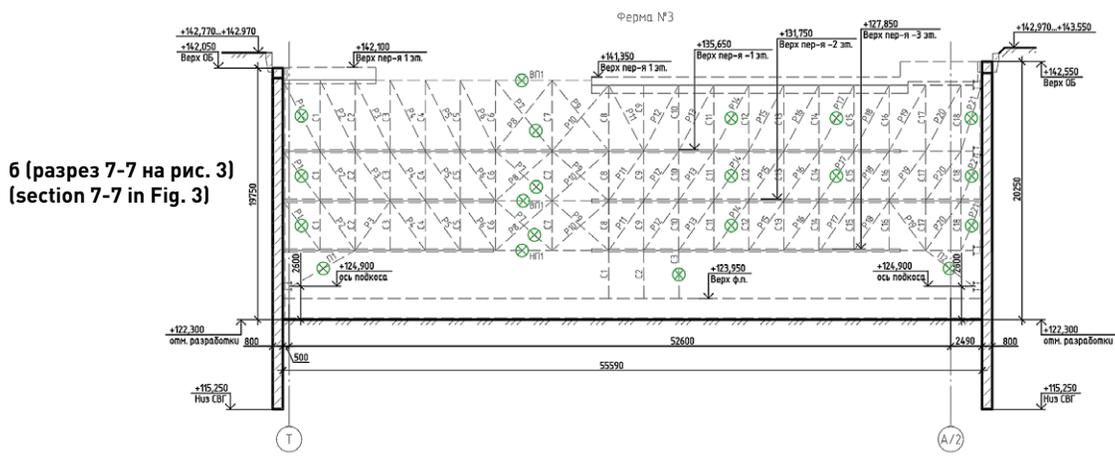
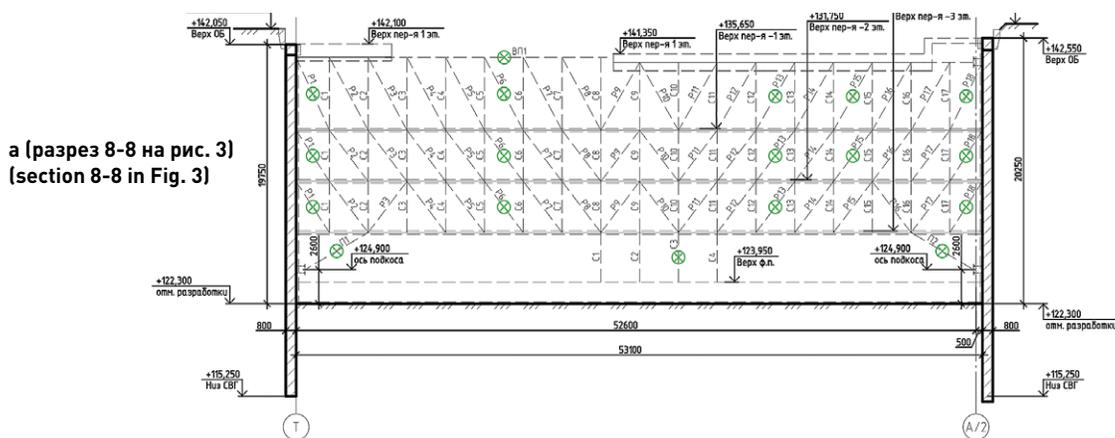
**Fig. 7.** Scheme of areas with excavated soil (the excavation zone is highlighted by hatching) under the floor slab with the top edge located at elevation +135.650 in the 7th measurement cycle

подземных ярусах полностью установлены, на третьем ярусе смонтированы все распорные фермы, кроме отдельных элементов в ферме № 7. На 4-м подземном уровне, верхняя грань которого расположена на отм. +122.300, грунт был удален под фермами № 2, 3, 4 и 5.

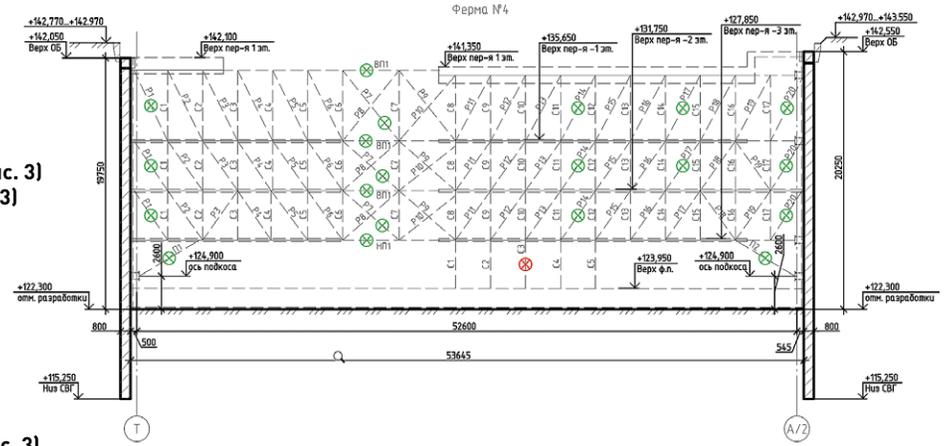
Во время проведения измерений в 28-м цикле под фермами первого, второго и третьего подземных ярусов грунт был везде удален, распорные фермы на первом, втором и третьем подземных ярусах полностью установлены. Продолжалась разработка грунта под перекрытием, верхняя грань которого расположена на отм. +127.850. На 4-м подземном уровне, нижняя часть которого расположена на отм. +122.300 м, под фермами № 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 и 9 грунт был удален полностью по всей длине и частично под фермой № 10.

К проведению 29-го и 30-го циклов были полностью смонтированы фермы № 2÷10 первого, второго и третьего ярусов, грунт под этими фермами был везде удален.

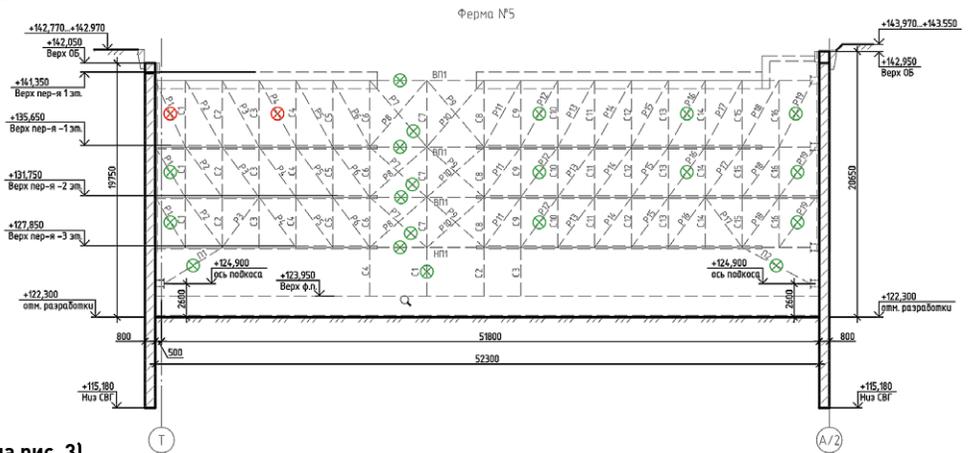
Однако в связи с установкой стационарных железобетонных стен и колонн на подземном уровне произведено удаление распорной фермы № 2, в фермах № 3 и 4 удалены все элементы, за исключением раскосов P8, P9, P10 и частично P7 на первом ярусе. В связи с этим на фермах № 2, 3, 4, 5 и 6, выполнивших свою функцию распорных конструкций, были сняты измерительные приборы (рис. 8).



в (разрез 6-6 на рис. 3)  
(section 6-6 in Fig. 3)



г (разрез 5-5 на рис. 3)  
(section 5-5 in Fig. 3)



д (разрез 4-4 на рис. 3)  
(section 4-4 in Fig. 3)

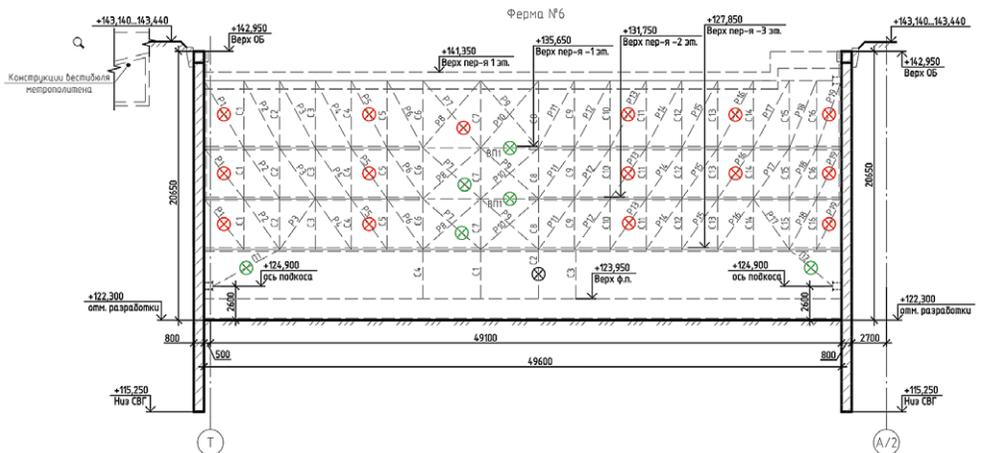
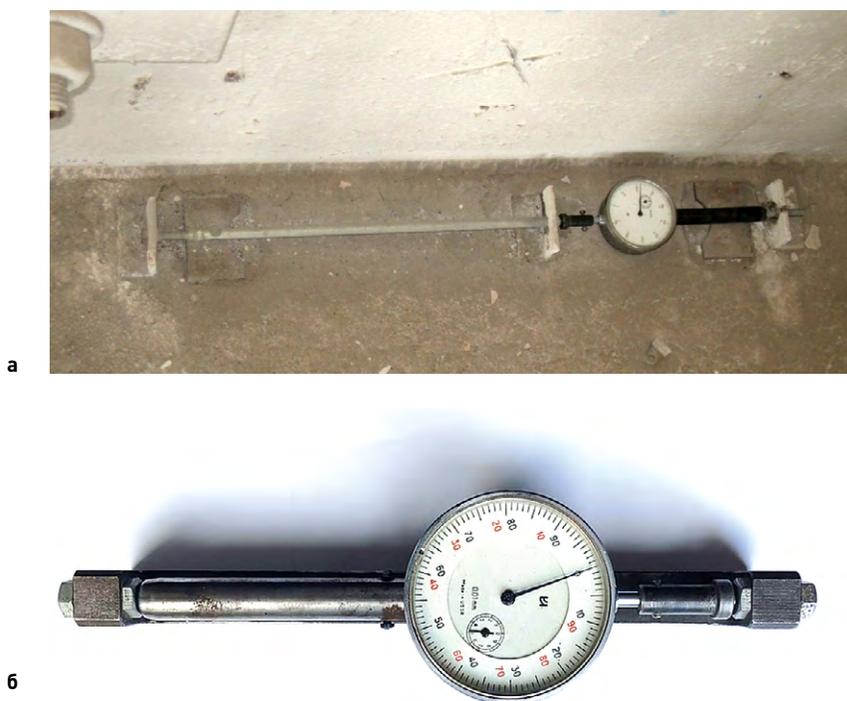


Рис. 8. Схема установленных (красных) и удаленных (зеленых) механических тензометров на фермах на 30-м цикле измерений

Fig. 8. Diagram of installed (red) and removed (green) mechanical strain gauges on trusses in the 30th measurement cycle



**Рис. 9.** Общий вид механического тензометра ТМИ-500М (а) и съемного деформометра (б)  
**Fig. 9.** General view of the TMI-500M mechanical strain gauge (a) and a removable deformation gauge (b)

В течение всего мониторинга осуществлялось измерение напряжений (деформаций) наиболее напряженных элементов стальных распорных ферм с помощью механических тензометров (рис. 9). Исходным состоянием для определения напряженного состояния элементов распорных ферм в процессе создания фундаментов строящегося здания было принято их состояние в момент снятия нулевых отсчетов с установленных механических тензометров на уже смонтированных распорных конструкциях.

Принятая для проведения измерений система регистрации напряжений в элементах распорных ферм с помощью механического тензометра типа ТМИ со съемным деформометром [5, 6] является наиболее надежной, т. к. при применении электромеханических или электронных систем измерений возможна реальная угроза повреждения или утрата закрепленных на конструкциях приборов или соединительных кабелей для электромеханических датчиков. Кроме того, на электромеханические или электронные датчики значительно влияют атмосферные осадки и электромагнитное излучение от сварочных работ или другого строительного-монтажного оборудования.

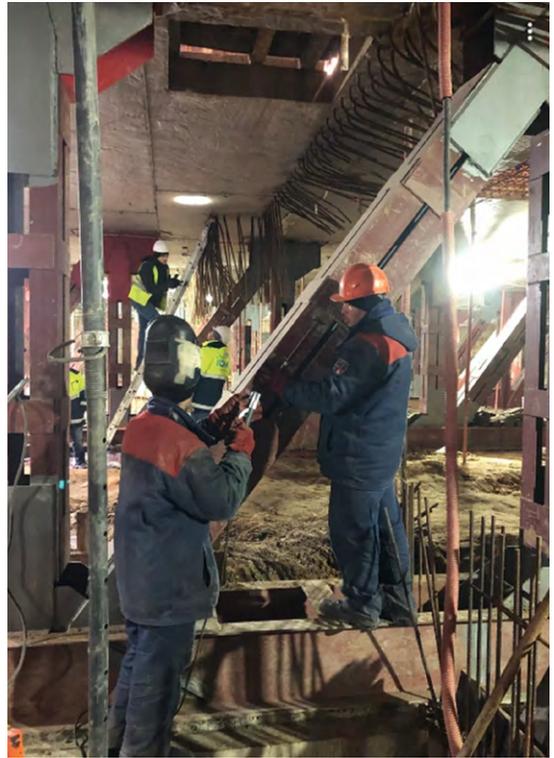
Напряжения в элементах ферм определяются с помощью закона Гука [5, 6] по результатам измерений деформаций на установленных приборах (рис. 10). При этом учитывается вся история нагружения конструкции с момента ее возведения до проведения текущего этапа.

При определении деформаций элементов вводится учет температурных поправок из-за того, что температура самой конструкции, температура штанги базы механического

тензометра и температура контрольного калибра прибора могут различаться. Разработана методика учета поправок при определении действительных деформаций элементов покрытия, и при определении деформации волокна сечения деформация, полученная при измерении от внешних нагрузок, суммируется с температурными деформациями. Измерение температур конструкции, штанги и калибра проводится электронным контактным термометром ТК-5.01П, изготовленным отечественной фирмой «Техно-АС». Пределы измерений термометра расположены в диапазоне от  $-20$  до  $+200$  °С [5, 6].

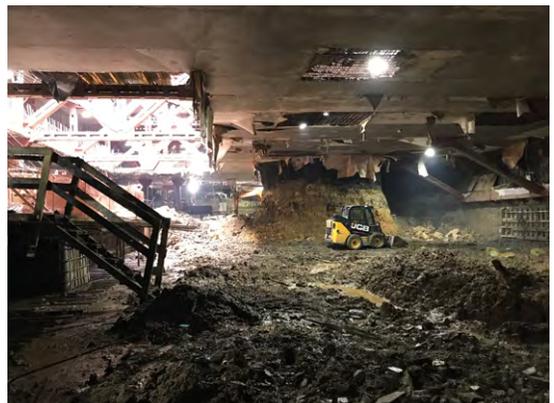
По результатам обработки и анализа полученных данных в табл. 1 представлена динамика увеличения максимальных напряжений в элементах наиболее нагруженных распорных ферм за весь период мониторинга, включающий установку ферм по ярусам, установку перекрытий, удаление под установленными перекрытиями грунта и в конечных циклах – удаление самих элементов распорных ферм.

Наибольшие сжимающие напряжения были зафиксированы в элементах фермы № 5, которые увеличивались с  $1428$  кг/см<sup>2</sup> (начиная с 11-го цикла) до  $2520$  кг/см<sup>2</sup> (в циклах 28÷32). Эти напряжения превысили расчетное сопротивление стали, из которой были изготовлены элементы распорных ферм. Таким образом, во время научно-технического сопровождения установки распорной системы для обеспечения устойчивости котлована была зафиксирована нештатная ситуация, требовавшая ее устранения. Наибольшее значение напряжений в верхнем поясе фермы № 5 первого яруса объясняется расположением в зоне этой фермы грейфера, удаляющего грунт в разрабатываемом котловане. Кроме того, перед проведением измерений 22-го цикла монтажная организация удалила два грунтовых «целика» (рис. 11), поддерживающих распорные фермы с уровня



**Рис. 10.** Установка механических тензометров ТМИ-500М со съемным деформометром для измерения деформаций элемента конструкции

**Fig. 10.** Installation of TMI-500M mechanical strain gauges with a removable deformation gauge for measuring the deformations of a structural element



#### Грунтовый «целик»

**Рис. 11.** Страховочный грунтовый «целик» для опирания ферм № 5 и 6 третьего яруса  
**Fig. 11.** Safety "dumpling" for supporting trusses no. 5 and 6 of the 3rd tier

Таблица 1

**Максимальные напряжения в элементах ферм за весь период научно-технического сопровождения установки распорной системы в котловане строящейся гостиницы у Курского вокзала в г. Москве**

Table 1

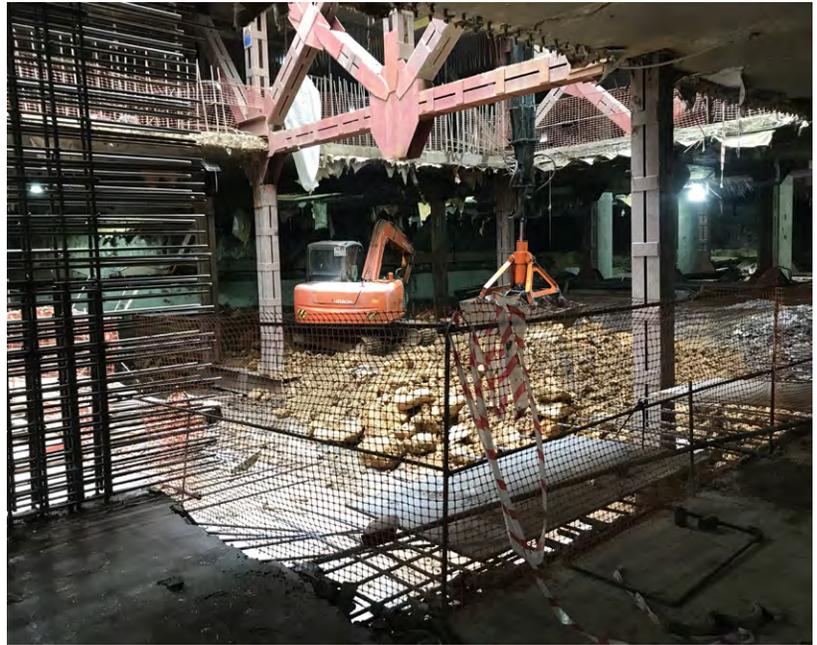
**Maximum stresses in the truss elements for the entire period of research and development support of the spacer system in the foundation pit of a hotel under construction near the Kursky railway station in Moscow**

Ферма	Ярус	Максимальные напряжения, кг/см <sup>2</sup> , во время циклов				
		2÷8 (09÷11.2019 г.)	9÷13 (12.2019÷02.2020 г.)	16÷20 (05÷06.2020 г.)	26 (09.2020 г.)	28÷32 (11÷12.2020 г.)
1	2	3	4	5	6	7
Ф4, Ф5	1	+224	+1218	+1554	+1680	+1848
		-1071	-1596	-1949	-2449	-2520
	2		+1680	+1806	+1806	+1806
			-84	-538	-840	-966
	3			+1260	+546	+756
				-302	-630	-294
	4			-	-	-
				-630	-756	-672
Ф6	1	+357	+1050	+1480	+1386	+1554
		-819	-252	+168	+504	+462
	2		+819	+1166	+1470	+1890
			-168	-25	-578	-504
	3			+462	+588	+882
				-235	-252	-294
	4					
Ф7, Ф8	1	+882	+1470	+1655	+1680	+1554
		-756	1218	-336	-210	-378
	2		+1029	+1760	+1848	+2100
			-231	-126	-168	-252
	3			+361	+462	+1050
				-454	-714	-756
	4			-	-	-
				-546	-798	-798
Ф9	1	+1260	+1512	+1352	+1470	+1512
		+147	-84	+210	+420	+504
	2		+231	+857	+1218	+1680
			-210	-42	+168	+168
	3			-	-	-
				-496	0	-126
	4					-
						-210

Обозначения: «+» – знак растягивающих напряжений ; «-» – знак сжимающих напряжений.



а



б

**Рис. 12.** Схема установленных элементов: подкоса (а) и страховочных стоек C4 и C2 под фермой № 5 (б)

**Fig. 12.** Scheme of installed elements: brace (a) and safety racks C4 and C2 under the truss no. 5 (b)

самой нижней отметки разработки котлована (+122.300 м) до верхней грани перекрытия 4-го яруса на отм. +127.850. Это привело к резкому увеличению сжимающих напряжений в верхних поясах распорных ферм на первом ярусе.

Для предотвращения дальнейшего увеличения напряжений было принято решение:

- в ферме № 5 четвертого подземного уровня установить подкосы, как показано на рис. 12, а, или подпорные страховочные стойки (рис. 12, б), опирающиеся на железобетонный фундамент через вспомогательный опорный швеллер;
- убрать грейфер из зоны фермы № 5 первого яруса для надежного включения в работу страховочных элементов при их монтаже и при бетонировании до уровня трансферной плиты стационарных железобетонных колонн;
- забетонировать на всю высоту до трансферной плиты стационарные железобетонные колонны;
- накрыть верхние пояса ферм № 4 и 5 первого яруса либо геотекстилем, либо мешковиной, защищающими элемент от нагрева прямыми солнечными лучами при температуре окружающего воздуха выше +20 °С для уменьшения температурных напряжений в этих элементах.

На остальных ярусах за весь период измерений напряжения по сжатию и растяжению выше 2100 кг/см<sup>2</sup> (во втором ярусе в элементах фермы № 4 в циклах 28÷32) не поднимались (см. табл. 1).

## Выводы

1. При выполнении установки распорной системы в котловане строящегося уникального сооружения – здания высотной гостиницы у Курского вокзала в г. Москве – была использована весьма эффективная методика, разработанная в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, для определения напряженно-деформированного состояния конструкций.

2. Предложенная апробированная методика позволяет:

- определять деформации (напряжения) в элементах конструкций от фактических нагрузок в течение всего периода научно-технического сопровождения строящегося сооружения;
- учитывать влияние температурных поправок при измерении напряжений элементов конструкций.

3. Вовремя зафиксированная нештатная ситуация (появление напряжений в элементах распорной системы, превышающих расчетное сопротивление металла, из которых они были изготовлены) и принятые меры не позволили допустить аварийного состояния конструкции.

4. После установки подпорной стойки и устройства стационарных железобетонных колонн на всех четырех подземных уровнях до трансферной плиты грейфер смог продолжить работу – вернулся на место своей проектной стоянки для удаления неразработанной части грунта.

## Список литературы

1. Градостроительный Кодекс Российской Федерации [Электронный ресурс]: 29 декабря 2004 г., № 190-ФЗ, принят Государственной Думой 22 декабря 2004 года: одобрен Советом Федерации 24 декабря 2004 года. – Гл.6, ст.48.1 «Особо опасные, технически сложные и уникальные объекты». – Режим доступа: <https://www.zakonrf.info/gradostroitelnyy-kodeks/48.1/>
2. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния: Межгосударственный стандарт: введен в действие Приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 27 декабря 2012 г. N 1984-ст в качестве национального стандарта Российской Федерации с 1 января 2014. – Москва: Стандартинформ, 2014. – 59 с.
3. Покрытие Большой спортивной арены стадиона «Лужники» (проектирование, научные исследования и строительство) / В.Б. Микулин, П.Д. Одесский, А.Г. Оспенников [и др.]. – Москва: Фортэ, 1998. – 144 с.
4. Особенности реконструкции Большой спортивной арены стадиона «Лужники» к Чемпионату мира по футболу в 2018 году / М.И. Фарфель, М.И. Гукова, Д.Ю. Коняшин [и др.] // Вестник НИЦ «Строительство». – 2017. – № 14. – С. 74–92.
5. Ведяков И.И. Научно-техническое сопровождение проектирования, изготовления, монтажа и эксплуатации при реконструкции Большой спортивной арены «Лужники» в г. Москве к Чемпионату мира по футболу в 2018 году / И.И. Ведяков, М.И. Фарфель // Вестник НИЦ «Строительство». – 2019. – № 3. – С. 27–41.
6. Апробированная методика проведения мониторинга в зданиях и сооружениях / М.И. Фарфель, М.И. Гукова, Д.В. Кондрашов, Д.Ю. Коняшин // Вестник НИЦ «Строительство». – 2021. – № 1. – С. 110–123.

## Информация об авторах / Information about the authors

**Михаил Иосифович Фарфель\***, канд. техн. наук, заведующий лабораторией реконструкции, нормирования и мониторинга уникальных зданий и сооружений Отдела металлических конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва; доцент кафедры металлических и деревянных конструкций ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» Минобрнауки России (НИУ МГСУ), Москва  
e-mail: Farfelmi@yandex.ru  
тел.: +7 (499) 170-10-87

**Mikhail I. Farfel**, \* Cand. Sci. (Engineering), Head of Laboratory, Laboratory for Reconstruction, Standardization, and Monitoring of Unique Buildings and Structures, Department of Metal Structures, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow; Associate Prof., Department of Metal and Wooden Structures, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow  
e-mail: Farfelmi@yandex.ru  
tel.: +7 (499) 170-10-87

**Маргарита Ильинична Гукова**, канд. техн. наук, заместитель заведующего лабораторией реконструкции, нормирования и мониторинга уникальных зданий и сооружений Отдела металлических конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: Gukova.Rita@yandex.ru  
тел.: +7 (499) 170-10-87

**Margarita I. Gukova**, Cand. Sci. (Engineering), Deputy Head of Laboratory, Laboratory for Reconstruction, Standardization, and Monitoring of Unique Buildings and Structures, Department of Metal Structures, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow  
e-mail: Gukova.Rita@yandex.ru  
tel.: +7 (499) 170-10-87

**Дмитрий Владимирович Кондрашов**, ведущий научный сотрудник лаборатории реконструкции, нормирования и мониторинга уникальных зданий и сооружений Отдела металлических конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: dkondras@mail.ru  
тел.: +7 (499) 174-73-25

**Dmitry V. Kondrashov**, Leading Researcher, Laboratory for Reconstruction, Standardization, and Monitoring of Unique Buildings and Structures, Department of Metal Structures, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: dkondras@mail.ru  
tel.: +7 (499) 174-73-25

**Дмитрий Юрьевич Коняшин**, научный сотрудник лаборатории реконструкции, нормирования и мониторинга уникальных зданий и сооружений Отдела металлических конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: dkon10@yandex.ru  
тел.: +7 (499) 174-77-93

**Dmitry Yu. Konyashin**, Researcher, Laboratory for Reconstruction, Standardization, and Monitoring of Unique Buildings and Structures, Department of Metal Structures, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: dkon10@yandex.ru  
tel.: +7 (499) 174-77-93

\* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 69.04; 624.042.8

doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-66-78](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-66-78)

# УЧЕТ ГОРИЗОНТАЛЬНО-ВРАЩАТЕЛЬНЫХ КОЛЕБАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ВЫЧИСЛЕНИИ СЕЙСМИЧЕСКИХ СИЛ

Ю.Т. ЧЕРНОВ<sup>✉</sup>, д-р техн. наук  
Д. КБЕЙЛИ

*ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»  
Минобрнауки России (НИУ МГСУ), Ярославское шоссе, д. 26, г. Москва, 129337, Российская Федерация*

В статье приводится и иллюстрируется на примере расчета семиэтажного здания-башни с массивным фундаментом метод и алгоритм расчета плоских колебаний сооружений на сейсмические воздействия с учетом смещения фундамента, близкого к горизонтально-вращательным колебаниям, при вычислении сейсмических сил. Построены передаточные функции для массивного жесткого тела, которые используются при расчете фундаментов на горизонтальные силы и моменты, передающиеся на внешнюю плоскость фундамента от сейсмических сил. Результаты расчета зданий – гибких с первой частотой ~2,4 Гц и более жестких с первой частотой 7,1 Гц – показали, что значения приведенных сейсмических сил в зависимости от жесткости зданий возрастают в 1,5–2 раза. Полученные качественные и частично количественные результаты означают, что при проектировании сооружений в сейсмоопасных районах в той или иной форме следует учитывать возможную податливость фундаментов при различных типах грунта и конструктивных решений самих сооружений.

**Ключевые слова:** сейсмические силы, жесткость зданий, частоты собственных колебаний, фундаменты, горизонтально-вращательные колебания

**Для цитирования:** Чернов Ю.Т., Кбейли Д. Учет горизонтально-вращательных колебаний фундаментов при вычислении сейсмических сил // Вестник НИЦ «Строительство». 2021. Т. 31. № 4. С. 66–78. doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-66-78](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-66-78)

## **Вклад авторов**

Чернов Ю.Т. – теоретические расчеты. Чернов Ю.Т., Кбейли Д. – разработка метода и алгоритма расчета плоских колебаний сооружений на сейсмические воздействия с учетом смещения фундамента, близкого к горизонтально-вращательным колебаниям, при вычислении сейсмических сил; обработка данных; написание текста статьи, обсуждение результатов.

## **Финансирование**

Исследование не имело спонсорской поддержки.

## **Конфликт интересов**

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

## **ACCOUNTING FOR HORIZONTAL TORSIONAL VIBRATIONS OF FOUNDATIONS WHEN CALCULATING SEISMIC LOAD**

Yu.T. CHERNOV,<sup>✉</sup> Dr. Sci. (Engineering)  
J. QBAILY

*Moscow State University of Civil Engineering, Yaroslavl'shosses, 26, Moscow, 129337, Russian Federation*

The article presents a method for calculating in-plane vibrations of building structures under seismic load taking into account the possibility of foundation displacement, which is similar to horizontal torsional vibrations when calculating earthquake forces. The method is illustrated by the structural design of a seven-storey tower-like building with a massive foundation. We develop transfer functions for a massive rigid body, which are subsequently used for calculating the response of the foundation subject to base shears and moments applied to the outer plane of the foundation under seismic forces. The structural calculations conducted for ductile structures with the first frequency of  $\sim 2.4$  Hz and for more rigid structures with the first frequency of 7.1 Hz showed that, depending on the building stiffness, reduced seismic forces increase by 1.5–2 times. According to the results obtained, when designing structures in areas of high seismic hazard, account should be taken of possible foundation flexibility effects depending on different types of soil and structural solutions of particular buildings.

**Keywords:** seismic forces, building stiffness, natural vibration frequencies, foundations, horizontal torsional vibrations

**For citation:** Chernov Yu.T., Qbaily J. Accounting for Horizontal Torsional Vibrations of Foundations When Calculating Seismic Load. Bulletin of Research Center of Construction. 2021. Vol. 31. No. 4. P. 66–78 (In Russ.). doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-66-78](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-66-78)

#### Author contribution statements

Yu.T. Chernov developed the theoretical part and performed computations. Yu.T. Chernov and J. Qbaily developed a method for calculating in-plane vibrations in building structures under seismic load taking into account the possibility of foundation displacement, which is similar to horizontal torsional vibrations when calculating earthquake forces; processed experimental data; took part in writing the manuscript, as well as discussing the results.

#### Funding

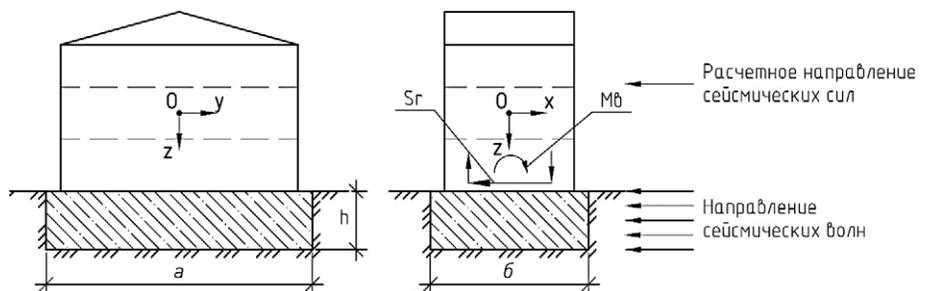
No funding support was obtained for the research.

#### Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

## 1. Основные зависимости

Метод и алгоритм расчета иллюстрируются на примере семиэтажного здания-башни с массивным фундаментом в виде железобетонного блока, на который передаются усилия от сейсмических сил в виде горизонтальной составляющей и момента (рис. 1). Рассматриваются плоские колебания в направлении меньшей жесткости (рис. 1) [1, 2].



**Рис. 1.** а – общая схема фасада; б – вид с торцевой части  
**Fig. 1.** а – the general plane of the facade; б – end view

Для некоторых типов зданий, конструктивная схема которых позволяет считать, что плоскость  $xOz$ , проходящая через центр масс, является плоскостью симметрии реакций грунта под фундаментом, система трех уравнений плоских колебаний распадается на уравнение вертикальных и систему горизонтально-вращательных колебаний. Вычисленные по известной схеме передаточные (ПФ) и импульсные (ИПФ) переходные функции и определяют принятый алгоритм расчета [3]:

$$\begin{aligned} m\rho_0^2 \ddot{\vartheta} + K_{\vartheta}\vartheta - K_{xz}X &= q_1(t) = M_1(t) = e^{i\omega t} \left( M_b + S_r \frac{h}{2} \right); \\ m\ddot{X} + K_x X - K_{xz}\vartheta &= S_r e^{i\omega t}, \end{aligned} \tag{1}$$

где  $\rho_0^2 = \frac{I_m}{m}$  – приведенный радиус инерции;

$I_m = \frac{m}{12}(b^2 + h^2)$  – момент инерции массы фундамента относительно оси  $Oy$ ;

$m$  – масса фундамента;

$K_{\vartheta}, K_x, K_{xz}$  – коэффициенты, определяющие упругие свойства грунта в зависимости от величины  $C_z$   $\frac{m}{M^3}$  и вида напряженного состояния:

– в основании:  $C_z, C_x, C_{xy}, C_{\varphi}$  – соответственно равномерного сжатия, равномерного сдвига, неравномерного сдвига, неравномерного сжатия;

– по боковым граням:  $C_{x\delta}, C_{\varphi\delta}, C_{z\delta}$  – равномерного бокового сжатия, неравномерного сжатия, равномерного сдвига;

– по торцевым граням:  $C_{xm}, C_{ym}, C_{y\varphi m}$  – равномерного сдвига, неравномерного сдвига, при повороте относительно оси  $Oy$ .

Равнодействующие усилий от реакций грунта показаны на рис. 2. Формулы для вычисления реакций и моментов от них приведены ниже. Значения моментов во всех случаях зависят от величины и направлений равнодействующих.

При единичном смещении центра масс:

– горизонтальные реакции в основании и моменты от этих реакций:

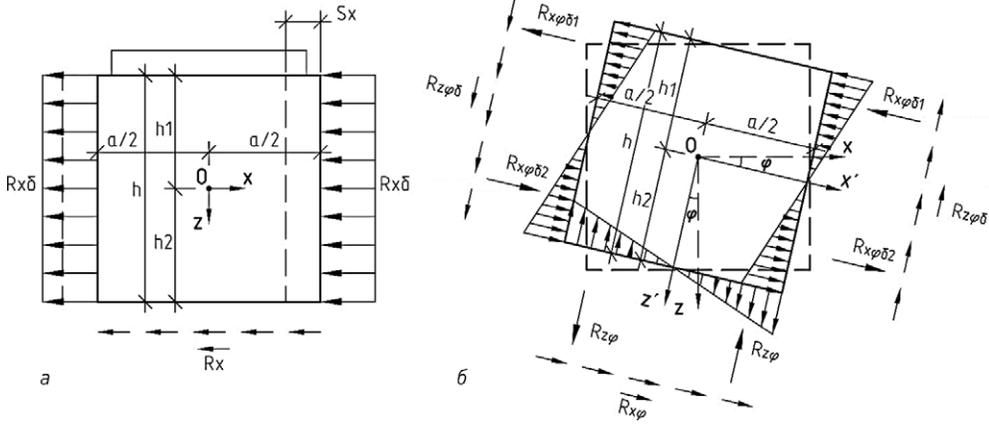
$$R_x = abC_x; M_{yx} = -\frac{abh}{2}C_x; \tag{2}$$

– равнодействующая горизонтальных реакций по боковым граням и моменты:

$$R_{x\delta} = 2hbC_{x\delta}; M_{yx\delta} = -R_{x\delta} \frac{h}{2} = -h^2 b C_{x\delta}; \tag{3}$$

– равнодействующие реакции на торцах и моменты относительно оси  $y$ :

$$R_{xt} = 2haC_{xt}; M_{yxt} = -\frac{1}{8}(h_b^2 - h_n^2) = 0. \tag{4}$$



**Рис. 2.** Положительные направления реакций в системе:  
 а – при горизонтальном смещении фундамента вправо;  
 б – при повороте фундамента по часовой стрелке  
**Fig. 2.** Positive directions of response in the system:  
 а – the foundation is horizontally shifted to the right;  
 б – the foundation is rotated clockwise

При единичном повороте относительно оси  $Oy$ :  
 – вертикальные реакции в основании и моменты:

$$R_{z\varphi_1} = -R_{z\varphi_2} = \frac{a^2 b}{8} C_\varphi; M_{yz} = \frac{a^3 b}{12} C_\varphi; \quad (5)$$

– равнодействующие горизонтальных реакций в основании и моменты:

$$R_{x\varphi} = -\frac{ah_2 b}{2} C_{x\varphi}; M_{yx\varphi} = \frac{ah^2}{4} b C_{x\varphi}; \quad (6)$$

– равнодействующие горизонтальных реакций по боковым граням и моменты:

$$R_{xy\delta} = R_{xy\delta_1} - R_{xy\delta_2} = \frac{1}{8} (h_1^2 - h_2^2) b C_{x\delta}; M_{x\varphi\delta} = \frac{h^3}{6} b C_{x\delta}; \quad (7)$$

– суммарная вертикальная реакция по боковым граням и момент:

$$R_{z\varphi\delta_1} = bh \frac{a}{2} C_{z\delta} = 0; M_{z\varphi\delta} = R_{z\varphi\delta_1} a = h \frac{a^2}{2} C_{z\delta}. \quad (8)$$

Воспользовавшись зависимостями (2)–(8), запишем формулы для вычисления коэффициентов системы (1):

$$K_g = M_{yz} + M_{yx\varphi} + M_{x\delta\varphi} + M_{z\delta\varphi} + M_{yT\varphi};$$

$$K_{xz} = M_{yx};$$

$$K_x = R_x + R_{x\delta} + R_{xT}. \quad (9)$$

Упругие постоянные удобно принять в долях от коэффициента  $C_z$ , а именно:  $C_x = C_z$ ,  $C_\varphi = 2C_z$ ,  $C_{z\varphi} = 2,1C_z$ ,  $C_{x\delta} = 0,7C_z$ ,  $C_{x\varphi} = 0,8C_z$ ,  $C_{z\delta} = 0,7C_z$ ,  $C_{x\tau} = 0,6C_z$ . Полагая  $a = 27,5$  м,  $b = 12,5$  м,  $h = 3,5$  м,  $m = 27,67 \cdot 10^2$  т, вычислим:

$$K_\vartheta = \frac{a^3b}{12} + 0,7\frac{ah^2}{4}b + 0,7\frac{h^3b}{6} + \frac{ha^2}{2}b + 2I_y \cdot 0,8C_z = 12123C_z \text{ (м}^4\text{)}; \quad (10)$$

$$K_{xz} = 0,8\frac{ahb}{2} = 520C_z \text{ (м}^3\text{)}; \quad (11)$$

$$K_x = (ab + 2hb \cdot 0,7 + 2ha \cdot 0,6)C_z = 1020C_z \text{ (м}^2\text{)}. \quad (12)$$

Следуя общей схеме записи ПФ и ИПФ, полагаем в определителе системы (1)  $\omega^2 = p^2$ , и приравняв его нулю, получают частотное уравнение, корни которого определяют частоты собственных колебаний системы. В частности, при  $C_z = 5 \cdot 10^4 \frac{\text{кН}}{\text{Е}^3}$ ,  $a = 27,5$  м,  $b = 12,5$  м,  $h = 3,5$  м,  $m = 27,67 \cdot 10^3$  т,  $\rho_0^2 = \frac{I_x}{m} = \frac{a^2 + h^2}{12} = 14,64 \text{ м}^2$  частоты собственных колебаний вычислим из уравнения [4]:

$$p_2^4 - \left( \frac{K_x \rho_0^2}{m} + \frac{K_\vartheta}{m \rho_0^2} \right) p^2 + p_{\vartheta_0}^2 p_{x_0}^2 - \frac{K_{xz}}{m^2 \rho_0^2} = 0, \quad (13)$$

где  $p_{\vartheta_0}^2 = \frac{K_\vartheta}{m \rho} = 0,312C_z \left( \frac{\text{рад}}{\text{с}} \right)^2$ ;  $p_{x_0}^2 = \frac{K_x}{m} = 0,363C_z \left( \frac{\text{рад}}{\text{с}} \right)^2$ .

Решив уравнение, получим:

$$p_1^2 = 1,53 \cdot 10^4 \left( \frac{\text{рад}}{\text{с}} \right)^2; p_1 = 1,17 \cdot 10^2 \frac{\text{рад}}{\text{с}}; n_1 = 18,63 \text{ Гц};$$

$$p_2^2 = 1,86 \cdot 10^4 \left( \frac{\text{рад}}{\text{с}} \right)^2; p_2 = 1,29 \cdot 10^2 \frac{\text{рад}}{\text{с}}; n_2 = 20,54 \text{ Гц}. \quad (14)$$

## 2. Передаточные и импульсные переходные функции в задачах расчета плоских колебаний массивных тел в грунте

При построении передаточных функций уравнение (1) принимает вид [5]:

$$\begin{aligned} m\rho_x^2\dot{\vartheta} + K_\vartheta\vartheta - K_{xz}X_1 &= M_c e^{i\omega t}; \\ m\dot{X}_1 + K_x X_1 - K_{xz}\vartheta &= S_r e^{i\omega t}. \end{aligned} \quad (15)$$

Подставив в (15)  $\vartheta = e^{i\omega t}$ ;  $x = X e^{i\omega t}$ , после сокращения на  $e^{i\omega t}$  получим уравнение форм для этого случая:

$$\begin{aligned} (K_\vartheta - m\rho^2\omega^2) - K_{xz}X &= M_{\text{сум}}; \\ -K_{xz} + (K_x - m\omega^2)X &= S_r. \end{aligned} \quad (16)$$

Определитель системы вычислен в (13), (14).

Формулы для передаточных функций записываются так [6]:

$$X_1 = H_x = \frac{1}{m\rho_0^2(p_2^2 - p_1^2)} \sum_{r=1}^2 (-1)^{r+1} \frac{(K_\vartheta - m\rho_0^2 p_r^2) S_r + K_{xz} M_B}{p_r^2 - \omega^2 + ip_r^2 \gamma_r} e^{i\omega t}; \quad (17)$$

$$= H_\vartheta = \frac{1}{m\rho_0^2(p_2^2 - p_1^2)} \sum_{r=1}^2 (-1)^{r+1} \frac{(K_x - mp_r^2) M_B + K_{xz} S_r}{p_r^2 - \omega^2 + ip_r^2 \gamma_r} e^{i\omega t}. \quad (18)$$

Коэффициенты при  $\cos\omega t$  можно вычислить, выделив действительную часть в зависимостях (17), (18). Например:

$$X_1 = \sum_{r=1}^2 (-1)^{r+1} \frac{L_x(r)(\omega^2 - p_r^2 + ip_r^2 \gamma_r)}{(p_r^2 - \omega^2) - \gamma_r^2 p_r^4} (\cos\omega t - i \sin\omega t), \quad (19)$$

где:

$$\begin{aligned} L_x &= \frac{1}{\Delta} \sum_{r=1}^2 (-1)^{r+1} (K_\vartheta - m\rho_0^2 p_r^2) S_r + K_{xz} M_B; \\ L_\vartheta &= \frac{1}{\Delta} \sum_{r=1}^2 (-1)^{r+1} (K_x - mp_r^2) M_B + K_{xz} S_r; \end{aligned} \quad (20)$$

$$\Delta = m\rho_0^2(p_2^2 - p_1^2) = 27,67 \cdot 10^4 \cdot 14(1,86 - 1,53) \cdot 10^4 = 35,24 \cdot 10^{10}. \quad (21)$$

Приняв  $C_z = 5 \cdot 10^4 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$  для грунтов, уточним значение коэффициентов в уравнении (1).

Тогда:

$$K_{\vartheta} = 605 \cdot 10^6 \text{ кН} \cdot \text{м}, K_x = 50,2 \cdot 10^6 \text{ кН}, K_{xz} = 2,1 \text{ кН}. \quad (22)$$

Значения  $L_x$  и  $L_{\vartheta}$  вычислим по формулам (20). Получаем:

$$L_x = (0,349 + 3,25) \cdot 10^{-4} S_r + 2 \cdot 0,737 \cdot 10^{-6} M_B = 3,6 \cdot 10^{-4} S_r + 0,9 \cdot 10^{-6} M_B; \quad (23)$$

$$L_{\vartheta} = (0,223 + 0,035) \cdot 10^{-4} M_a + 2 \cdot 0,737 \cdot 10^{-6} S_r = 0,258 \cdot 10^{-4} M_a + 0,91 S_r. \quad (24)$$

В результате можем записать:

$$X_1(t) = \sum_{r=1}^2 (-1)^{r+1} \frac{L_x(p_r)}{(p_r^2 - \omega^2)^2 + \gamma_r^2 p_r^4} \cos(\omega t - \varphi_{x_r}) = \left[ \frac{0,349 \cdot 10^{-4}}{(1,53 - 0,394) \cdot 10^4} + \frac{3,28 \cdot 10^{-4}}{(1,86 - 0,394) \cdot 10^4} \right] \cos(\omega t + \varphi_r) S_r = 2,583 \cdot 10^{-8} S_r \cdot \cos(\omega t + \varphi_r) \text{ м}; \quad (25)$$

$$\vartheta(t) = \sum_{r=1}^2 (-1)^{r+1} \frac{L_{\vartheta}(p_r)}{(p_r^2 - \omega^2)^2 + \gamma_r^2 p_r^4} \cos(\omega t - \varphi_{\vartheta}) = \left[ \frac{0,223 \cdot 10^{-4}}{1,136 \cdot 10^4} + \frac{0,035 \cdot 10^{-4}}{1,441 \cdot 10^4} \right] \cos(\omega t + \varphi_r) S_r = 0,22 \cdot 10^{-8} M_B \cdot \cos(\omega t + \varphi_{\vartheta}) \text{ рад}, \quad (26)$$

где, в частности,  $\text{tg}\varphi_r = \frac{\gamma_r^2}{1 - \frac{\omega^2}{p^2}} = \frac{0,3}{1 - \frac{100}{18,63}} = \frac{0,3}{1 - 0,289} = 0,042$ ,  $\varphi_r = \arctg 0,042$ .

Влияние колебаний фундамента на величины сейсмических сил можно оценить, сравнивая амплитудные значения ускорений грунта с дополнительными амплитудами ускорений и сейсмических сил, определенных с учетом горизонтально-вращательных колебаний фундамента. Где, в частности, используя модифицированную гипотезу Фойгта и полагая  $\gamma_r^2 = 0,2$ , запишем [7, 8]:

$$\text{tg}\varphi_{x_r} = \frac{\gamma_r^2}{1 - \frac{\omega^2}{p^2}} = \frac{0,2}{1 - \frac{10^2}{18,63^2}} = 0,28 \approx \text{tg}\varphi_{\vartheta_r};$$

$$\text{tg}\varphi_{x_r} = \text{tg}\varphi_{\vartheta_r} = 0,31.$$

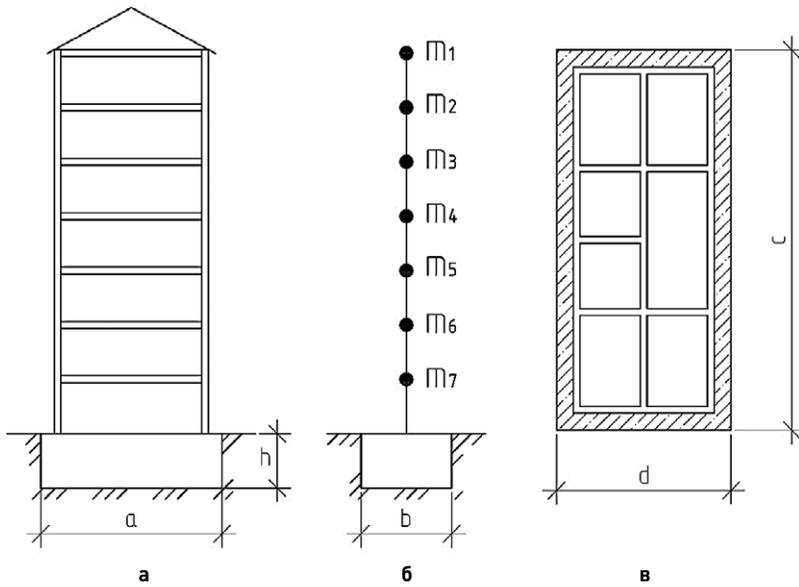


Рис. 3. Вертикальный и горизонтальный разрезы (а, в);  
расчетная схема (б)

Fig. 3. Vertical and horizontal sections (a, v);  
calculation scheme (б)

### 3. Пример расчета

Влияние перемещений фундамента от вычисленных ранее сейсмических сил оценим на примере расчета семиэтажного здания-башни (рис. 3).

Размеры и масса фундамента:  $c = 27,5$  м,  $d = 12,5$  м,  $h = 3,5$  м,  $M_{\text{ф}} = 27,67 \cdot 10^2$  т.

При вычислении сейсмических сил ограничимся первой формой, нормированные значения ординат которой:

$$(0,0176; 0,0147; 0,0116; 0,0085; 0,0055; 0,003; 0,001). \quad (27)$$

Приведенные массы:

$$m_1 = 1170 \text{ т}; m_2 \div m_7 = 1370 \text{ т}. \quad (28)$$

Воспользуемся известной зависимостью:

$$S_{jr} = m_j Y_{jr} I_r^* \sum_{i=1}^n Y_{ir} m_i \quad (\text{при } r=1), \quad (29)$$

где  $S_{jr}$  – сейсмическая сила, приложенная к  $j$ -й массе.

$$I_1^* = p_1^* \int_0^t \ddot{\xi}_0(\tau) e^{-\frac{\gamma}{2} p_1(t-\tau)} \sin p_1(t-\tau) d\tau \quad (30)$$

Поскольку речь идет об оценке влияния колебаний фундамента на сейсмические силы, примем некоторую идеализированную зависимость для  $\ddot{\xi}(t)$ :

$$\ddot{\xi}(t) = A\omega^2 \cos\omega t. \tag{31}$$

В этом случае:

$$I_1(t) = \frac{p_1^*}{A_1} \cos\omega(t - \varphi), \tag{32}$$

где  $A_1 = \sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{p_1^2}\right)^2 + p_r^2 \gamma^2}$ ;  $\text{tg}\varphi = \frac{\gamma_r}{1 - \frac{\omega^2}{p_1^2}} = \frac{0,04}{1 - \frac{10^2}{2,4^2}} = -0,0023$ .

Вычисленная ранее первая частота собственных колебаний здания:  $n_1 = 2,4$  Гц,

$$p_1^2 = 2,3 \left(\frac{\text{рад}}{\text{с}}\right)^2. \text{ Частота внешнего воздействия: } n_1 = 10 \text{ Гц, } \omega^2 = (10 \cdot 6,28)^2 = 3944 \left(\frac{\text{рад}}{\text{с}}\right)^2.$$

Для качественной оценки влияния жесткости здания на величины дополнительных сил рассчитаем также более жесткое здание с первой частотой собственных колебаний:

$$n_1 = 7,1 \text{ Гц, } \omega^2 = (6,28 \cdot 7,1)^2 = 1988 \left(\frac{\text{рад}}{\text{с}}\right)^2. \text{ Тогда:}$$

$$A_1 = \sqrt{\left(1 - \frac{31 \cdot 10^2}{19,88 \cdot 10^2}\right)^2 + 0,1^2} \approx 16,1; I_1 = \frac{p_1^*}{16,1} = p_1^* \cdot 6,4 \cdot 10^{-2} \text{ – для первого варианта,} \tag{33}$$

$$A_2 = \sqrt{\left(1 - \frac{32,44 \cdot 10^2}{1988 \cdot 10^2}\right)^2 + 0,1^2} \approx 1; I_2 = p_1^* \cdot 1 \text{ – для второго варианта.} \tag{34}$$

При

$$N_x = \sum_{i=1}^2 Y_{i1} m_i = 106,9 \text{ т} \cdot \text{м} \tag{35}$$

расчетные формулы для вычисления амплитудных значений сейсмических сил принимают вид:

– для первого варианта (при  $p_1 = 15,22 \frac{\text{рад}}{\text{с}}$ ):

$$S_i = m_i Y_{i1} p_i = 6,4 \cdot 10^{-2} \cdot 106,9 = 6,84 \text{ кН}; \tag{36}$$

– для второго варианта (при  $p_1 = 44,6 \frac{\text{рад}}{\text{с}}$ ):

$$S_i = m_i Y_{i1} p_i = 106,9 \text{ кН}. \tag{37}$$

На верхнюю плоскость фундамента при амплитудных значениях сейсмических сил передаются:

$$S_r = \sum_{i=1}^7 S_i - \text{суммарная горизонтальная сила};$$

$$M_{\text{вн}} = \sum_{i=1}^7 S_i h_i - \text{суммарный момент.} \quad (38)$$

Используя зависимости (31)–(38), вычислим:  
– первый вариант:

$$S_r = 518 \text{ кН}; M_{\text{вн}} = 82,2 \cdot 10^2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– второй вариант:

$$S_r = 809,4 \text{ кН}; M_{\text{вн}} = 12,84 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (39)$$

Перемещения центра масс фундамента и угол поворота относительно оси  $Oy$  для обоих вариантов определим из зависимостей (23)–(26):

– первый вариант:

$$X_1(t) = 2,58 \cdot 10^{-8} \cdot 5,18 \cos(\omega t - \varphi_0) = 13,41 \cdot 10^{-6} \cos(\omega t - \varphi_1) \text{ м};$$

$$\vartheta(t) = 0,221 \cdot 10^{-8} \cdot 82,2 \cdot 10^2 \cos(\omega t - \varphi_0) = 0,116 \cdot 10^{-6} \cos(\omega t - \varphi_2) \text{ рад}; \quad (40)$$

– второй вариант:

$$X_1(t) = 2,59 \cdot 10^{-8} \cdot 0,894 \cdot 10^4 \cos(\omega t - \varphi_3) = 2,315 \cdot 10^{-4} \text{ м};$$

$$\vartheta(t) = 0,221 \cdot 10^{-8} \cdot 12,84 \cdot 10^4 \cos(\omega t - \varphi_4) = 2,83 \cdot 10^{-4} \cos(\omega t - \varphi_4) \text{ рад}. \quad (41)$$

Дополнительные горизонтальные ускорения центра масс при частоте воздействия 10 Гц ( $\omega^2 = 3,94 \cdot 10^3 \left(\frac{\text{рад}}{\text{с}}\right)$ ) вычислим, воспользовавшись (40), (41). Получаем:

– первый вариант:

$$W_{X_1} = \frac{d^2}{dt^2} X_0 \cos(\omega t - \varphi_1) = 0,1341 \cdot 10^{-4} \cdot 0,394 \cdot 10^4 \cos(\omega t - \varphi_1) = 0,05 \cos(\omega t - \varphi_1) \left(\frac{\text{м}}{\text{с}^2}\right);$$

$$W_{\vartheta_1} = \frac{d^2}{dt^2} 0,186 \cdot 10^{-4} \cdot 0,394 \cdot 10^4 \cos(\omega t - \varphi_2) = 0,07 \cos(\omega t - \varphi_2) \left(\frac{\text{рад}}{\text{с}}\right)^2; \quad (42)$$

– второй вариант:

$$W_{X_1} = 2,351 \cdot 10^{-4} \cdot 0,394 \cdot 10^4 \cos(\omega t - \varphi_3) = 0,916 \cos(\omega t - \varphi_3) \left( \frac{\text{м}}{\text{с}^2} \right);$$

$$W_{\varphi_1} = 2,83 \cdot 10^{-4} \cdot 0,394 \cdot 10^4 \cos(\omega t - \varphi_4) = 1,115 \cos(\omega t - \varphi_4) \left( \frac{\text{рад}}{\text{с}} \right)^2. \quad (43)$$

Влияние дополнительных перемещений (и ускорений) центра масс фундамента на величины сейсмических сил оценивалось сравнением величины дополнительных и начальных ускорений. При оценке влияния угла поворота относительно оси  $Oy$  следует учитывать дополнительные сейсмические силы, величина которых может быть значительной.

При оценке влияния колебаний фундамента на величину сейсмических сил следует учитывать:

- а) сейсмические силы и моменты при горизонтальном смещении центра масс;
- б) сейсмические силы и моменты при угле поворота относительно оси  $Oy$ .

В примере частота вынужденных колебаний принята равной  $n_0 = 10 \text{ Гц}$ ;  $\omega^2 = 3944 \left( \frac{\text{рад}}{\text{с}} \right)$ .

Дополнительные горизонтальные силы и моменты следует вычислять по формулам:

– первый вариант:

$$S_{r_d} = 0,05 \cdot 518 = 25,9 \text{ кН};$$

$$S_{\varphi_d} = 0,07 \cdot 82,2 \cdot 10^2 = 575 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (44)$$

– второй вариант:

$$S_{r_d} = 0,916 \cdot 809,4 = 741,4 \text{ кН};$$

$$S_{\varphi_d} = 1,115 \cdot 12,84 \cdot 10^2 = 14,31 \cdot 10^2 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (45)$$

Величины дополнительных сейсмических сил и моментов при угле поворота фундамента относительно оси  $Oy$  можно вычислить по формулам:

$$S_{r_d} = W_9 \sum_{i=1}^7 m_i h_i = W_9 \cdot 1149 \text{ кН}; \quad M_{\varphi_d} = W_9 \sum_{i=1}^7 m_i h_i^2 = W_9 \cdot 116,49 \cdot 10^2 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (46)$$

– первый вариант:

$$S_d = 0,05 \cdot 1149 = 57,45 \text{ кН};$$

$$S_{\varphi_d} = 0,07 \cdot 116,14 \cdot 10^2 = 813 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (47)$$

– второй вариант:

$$S_{rд} = 0,916 \cdot 1149 = 1103 \text{ кН};$$

$$S_{9д} = 1,115 \cdot 116,14 \cdot 10^2 = 1,3 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (48)$$

Результаты расчетов сведены в таблице.

#### 4. Выводы

1. Жесткость надфундаментного строения заметно влияет на величины сейсмических сил и моментов, связанных с горизонтально-вращательными колебаниями фундамента. При увеличении первой собственной частоты здания с 2,4 до 7,1 Гц суммарные значения сейсмических сил увеличиваются ~ в 2 раза, что, естественно, увеличивает расчетную балльность.

2. Уточнение результатов расчета реальных зданий связано:

- с учетом сдвига фаз между величинами сейсмических сил и перемещениями фундамента;
- уточнением величин суммарных сейсмических сил и характера их изменений во времени.

3. Из-за условностей в задании упругих характеристик грунта количественные результаты, полученные в работе, следует рассматривать как качественные и достаточно приближенные. Хотя полученные соотношения, на наш взгляд, представляют определенный интерес при проектировании сейсмостойких зданий.

Таблица

**Сейсмические силы и моменты, возбуждаемые при горизонтально-вращательных колебаниях фундамента, и их сравнение с начальными величинами**

Table

**Seismic forces and moments excited by horizontal torsional vibrations of the foundation, and their comparison with the initial values**

Начальные значения		При горизонтальном смещении центра масс			При угловых ускорениях			Отношение дополнительных сейсмических сил и моментов к начальным, %	
сейсмических сил, кН	моментов, кН·м	ускорение, м/с <sup>2</sup>	сейсмические силы, кН	моменты, кН·м	ускорение (рад/с) <sup>2</sup>	сейсмические силы, кН	моменты, кН·м	сейсмические силы	моменты
<b>Первый вариант</b>									
518	8220	0,05	25,9	575	0,07	57,45	813	16	16,8
<b>Второй вариант</b>									
8094	128400	0,916	7414	1432	1,115	9024	14310	101	112

## Список литературы

1. Савинов О.А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет / О.А. Савинов. – 2-е изд. – Л.: Стройиздат, 1979. – 346 с.
2. Пятецкий В.М. Современные фундаменты машин и их автоматизированное проектирование / В.М. Пятецкий, Б.К. Александров, О.А. Савинов. – М.: Стройиздат, 1993. – 415 с.
3. Чернов Ю.Т. Вибрации строительных конструкций. Аналитические методы расчета. Основы проектирования и нормирования вибраций строительных конструкций, подвергающихся эксплуатационным динамическим воздействиям / Ю.Т. Чернов. – 2-е изд., испр. и доп. – М.: АСВ, 2011. – 383 с.
4. Чернов Ю.Т., Зебилина М. К расчету систем виброизоляции с демпферами вязкого трения / Ю.Т. Чернов // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2018. – № 2. – С. 34–38.
5. Корнев Б.Г. Динамический расчет зданий и сооружений (Справочник проектировщика) / Б.Г. Корнев, И.М. Рабинович. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1984. – 303 с.
6. Бахвалов Н.С. Численные методы / Н.С. Бахвалов, Н.П. Жидков, Г.М. Кобельков. – 6-е изд. – М.: БИНОМ. Лаборатория знаний, 2008. – 636 с.
7. Пособие по проектированию конструкций зданий, испытывающие динамические воздействия: РТМ 6596-86 / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – Москва, 1986.
8. Руководство по проектированию виброизоляции машин и оборудования / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1972. – 157 с.

## Информация об авторах / Information about the authors

**Юрий Тихонович Чернов\***, д-р техн. наук, профессор кафедры строительной и теоретической механики ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» Минобрнауки России (НИУ МГСУ), Москва

e-mail: ChernovYT@mgsu.ru

**Yuri T. Chernov**,\* Dr. Sci. (Engineering), Professor of the Department of Structural and Theoretical Mechanics, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow

e-mail: ChernovYT@mgsu.ru

**Джаафар Кбейли**, аспирант кафедры строительной и теоретической механики ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» Минобрнауки России (НИУ МГСУ), Москва

e-mail: Jaafarqbaily@gmail.com

**Jaafar Qbaily**, post-graduate student of the Department of Structural and Theoretical Mechanics, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow

e-mail: Jaafarqbaily@gmail.com

\* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 699.841

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-79-88](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-79-88)

# ДИНАМИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ СООРУЖЕНИЙ АЭС СОВМЕСТНО С ГРУНТОВЫМ ОСНОВАНИЕМ НА СЕЙСМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ

С.В. КОВАЛЬ, д-р техн. наук

А.В. КУЗЬМИНОВ

П.А. РОДИН✉

Н.М. СИДОРОВ

*ФБУ «Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности» Ростехнадзора, г. Москва,  
ул. Малая Красносельская, д.2/8, к. 5, Москва, 107140, Российская Федерация*

При проведении расчетов сооружений совместно с грунтовым основанием с использованием специализированных программных комплексов на действие сейсмического нагружения прямыми динамическими методами используются различные подходы моделирования сейсмозодействия и совместной работы сооружения и грунтового основания. В данной работе проведены расчеты кинематических параметров сооружения совместно с грунтовым основанием для различных моделей сооружения и грунтового основания с использованием специализированных ПК SCAD и STAR\_T. Проведены расчеты эталонного сооружения типа этажерка на сейсмические воздействия интенсивностью 7 баллов. В результате проведенных расчетов получены расчетные поэтажные акселерограммы и построены поэтажные спектры ответа. Проведен анализ и сравнение результатов расчета по различным методикам и моделям сооружения.

**Ключевые слова:** АЭС, спектр ответа, прямой динамический метод, сейсмическое воздействие, грунтовое основание, акселерограмма

**Для цитирования:** Коваль С.В., Кузьминов А.В., Родин П.А., Сидоров Н.М. Динамический анализ сооружений АЭС совместно с грунтовым основанием на сейсмическое воздействие // Вестник НИЦ «Строительство». 2021. Т. 31. № 4. С. 79–88. doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-79-88](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-79-88)

## Вклад авторов

Коваль С.В. – разработка метода, анализ результатов, участие в написании статьи. Кузьминов А.В., Родин П.А., Сидоров Н.М. – участие в написании статьи, анализ результатов.

## Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

## Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

## DYNAMIC SEISMIC ANALYSIS OF NUCLEAR POWER PLANT BUILDINGS AND BEARING STRATUM

S.V. KOVAL, Dr. Sci. (Engineering)

A.V. KUZMINOV

P.A. RODIN✉

N.M. SIDOROV

*Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety, Malaya Krasnoselskaya str., 2/8, bld. 5, Moscow, 107140,  
Russian Federation*

Various approaches are used for simulating seismic loading and collaboration of a structure and a bearing stratum when carrying out dynamic seismic analysis in specialized software. In the present work, the kinematic parameters of various structures and bearing stratum were calculated using SCAD and STAR\_T software. Seismic performance of a reference tower type supporting frame was calculated for 7 grade earthquake. As a result, the floor accelerograms were calculated, and the floor response spectra were built. The calculation results obtained by various methods and structure models were analyzed and compared.

**Keywords:** nuclear power plant, response spectrum, direct dynamic method, seismic loading, bearing stratum, accelerogram

**For citation:** Koval S.V., Kuzminov A.V., Rodin P.A., Sidorov N.M. Dynamic seismic analysis of nuclear power plant buildings and bearing stratum. Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2021. Vol. 31. No. 4. P. 79–88 (In Russ.). doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-79-88](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-79-88)

#### **Author contribution statements**

S.V. Koval – method development, results analysis, draft preparation; A.V. Kuzminov, P.A. Rodin, N.M. Sidorov – draft preparation, results analysis.

#### **Funding**

No funding support was obtained for the research.

#### **Conflict of interest**

The authors declare no conflict of interest.

При проведении расчетов сооружений совместно с грунтовым основанием с использованием специализированных программных комплексов на действие сейсмического нагружения прямыми динамическими методами используются различные подходы моделирования сейсмоздействия и совместной работы сооружения и грунтового основания.

В качестве расчетных моделей могут использоваться различные конечные элементы, моделирующие строительные конструкции.

Немаловажную роль играет и выбор метода расчета динамических процессов на продолжительном отрезке времени, свойственном сейсмическим процессам, продолжительностью десятки секунд.

Основания, фундаменты, перекрытия, покрытия, стены, ригели, балки и другие конструкции сооружений могут моделироваться различными конечными элементами и их комбинациями, включающими стержневые, оболочечные, пластинчатые, объемные конечные элементы.

В данной работе проведены расчеты и проанализированы результаты расчета кинематических параметров сооружения совместно с грунтовым основанием для различных моделей сооружения и грунтового основания.

Оценка параметров сейсмических колебаний модельного сооружения совместно с грунтовым основанием проведена с использованием специализированных ПК SCAD и STAR\_T /3/.

В качестве задачи выбрана железобетонная «этажерка» на плитном фундаменте совместно с грунтовым массивом. Рассматривается сооружение, представляющее собой трехэтажную конструкцию, состоящую из абсолютно жесткой фундаментной плиты толщиной 500 мм, на которую опираются шесть колонн сечением 500 × 800 мм, и трех перекрытий толщиной 300 мм на отметках 3, 6 и 9 м, шаг колонн 3 × 5 м. Центр координат находится в геометрическом центре фундаментной плиты.

Исходные данные для расчета:

- $h = 0,3$  м – толщина плит перекрытия;
- $H = 0,5$  м – толщина фундаментной плиты;
- сечение колонн  $500 \times 800$  мм;
- $\rho_1 = 2,5$  т/м<sup>3</sup> – плотность материала конструктивных элементов;
- $E = 3,1 \times 10^{10}$  Па – модуль упругости конструктивных элементов;
- $\mu_1 = 0,17$  – коэффициент Пуассона конструктивных элементов;
- $\xi = 0,07$  – коэффициент затухания конструктивных элементов;
- $\rho_2 = 2,0$  т/м<sup>3</sup> – плотность материала грунта;
- $\mu_2 = 0,25$  – коэффициент Пуассона грунта;
- $v = 350$  м/с – скорость поперечной волны в грунте.

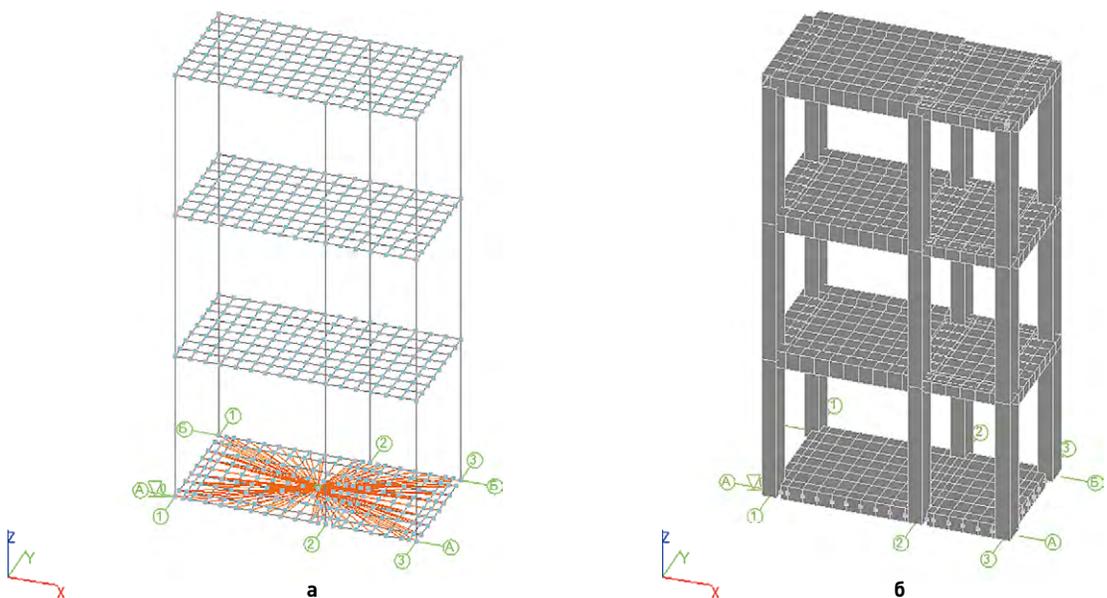
Для анализа кинематических параметров выбраны:

- в ПК SCAD (точка покрытия);
- в ПК STAR\_T (свободная поверхность грунта, фундаментная плита, точка покрытия).

## Расчет в SCAD

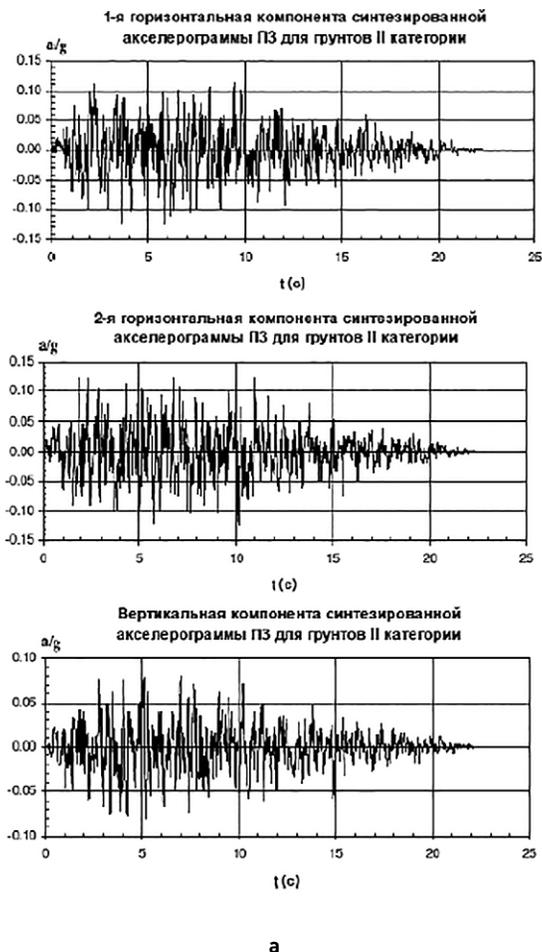
Рассматривается этажерка из пластинчатых и стержневых элементов (рис. 1а), модель основания – пружина конечной жесткости, к которой приложены акселерограммы. Вязкие свойства грунта учитываются демпфированием по Релею.

Воздействие на сооружение задается трехкомпонентной синтезированной акселерограммой уровня проектного землетрясения (ПЗ) интенсивностью 7 баллов по шкале MSK-64.

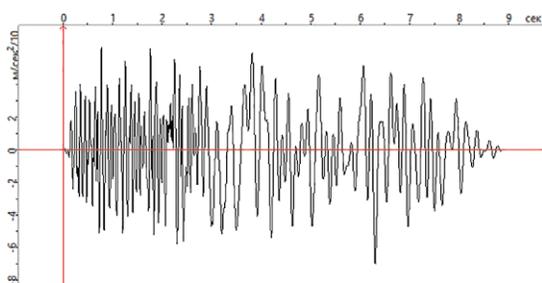


**Рис. 1.** а – конечно-элементная модель из стержневых и пластинчатых элементов; б – общий вид расчетной области

**Fig. 1.** а – finite element model of bar and plate elements; б – general view of computational domain



а



б

**Рис. 2.** а – трехкомпонентная акселерограмма; б – расчетная акселерограмма на покрытии – SCAD ( $A_{max} = 0,5 \text{ м/с}^2$ )

**Fig. 2.** а – three-component accelerogram; б – calculated accelerogram on surface – SCAD ( $A_{max} = 0.5 \text{ m/s}^2$ )

Максимальные ускорения в горизонтальных направлениях составляют 0,12 g, в вертикальном – 0,08 g. Длительность воздействия равняется 22,5 с (в рассматриваемом примере длительность воздействия ограничена 10 с), шаг оцифровки – 0,01 с (рис. 2а).

### Расчет в STAR\_T

Рассматривается волновая контактная задача об распространении волны в полупространстве. Расчетная область состоит из сооружения и полупространства и моделируется объемными изопараметрическими 8-точечными конечными элементами типа трапециод (рис. 3).

### Исходные данные

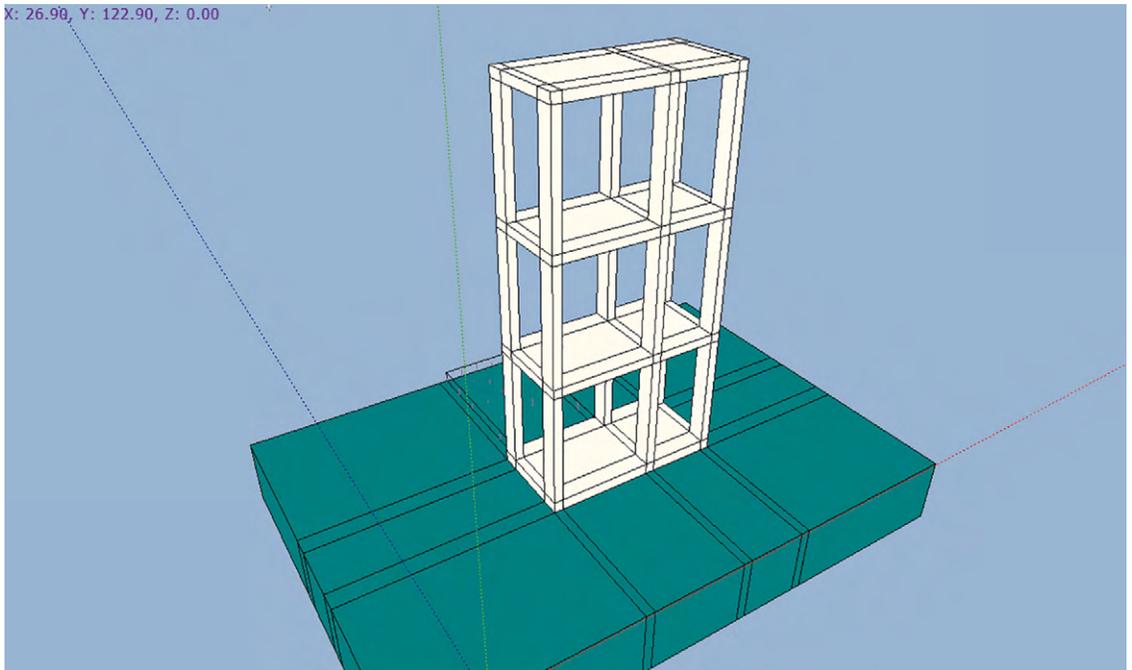
Вязкопластические свойства грунта учитываются моделью упруго-вязкопластического грунта типа Рыкова – Григоряна.

Основные размеры и физико-механические характеристики расчетной области приведены выше, грунтовый массив под всей областью толщиной 5 м.

Граничные условия – ограничение перемещений только нижней грани расчетной области, боковые грани свободны и не закреплены (усиление условий консервативности).

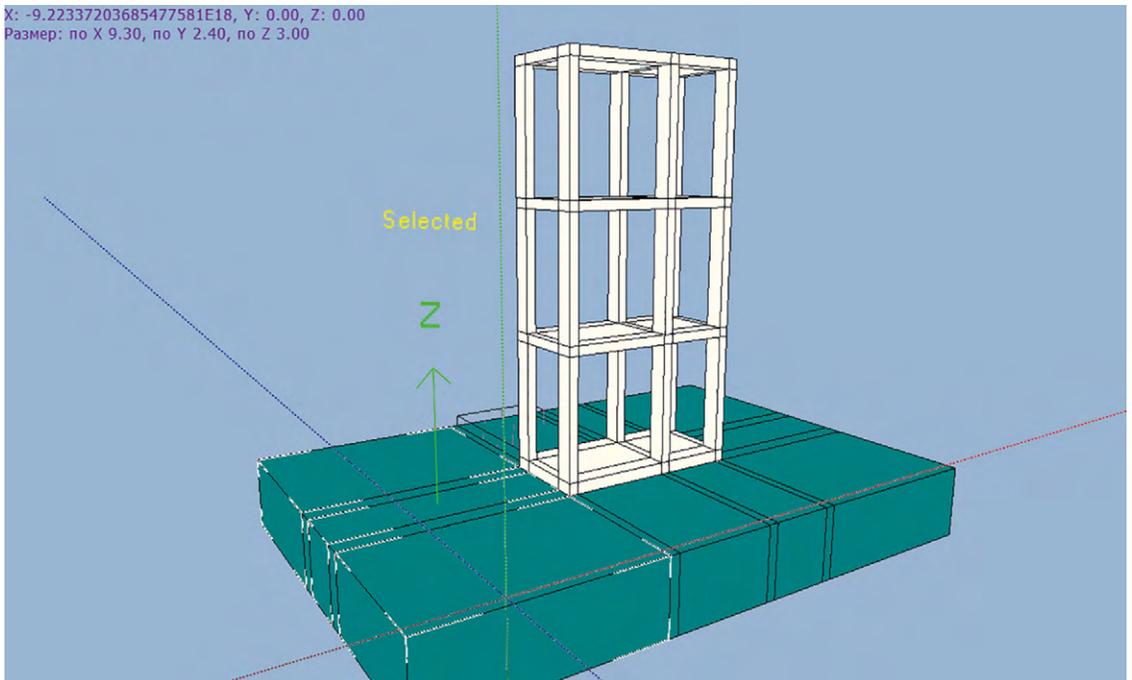
В качестве начальных условий заданы исходные волновые сейсмические воздействия в грунтовом массиве 1, 2 (выделены на расчетной схеме объема грунта, рис. 4) в виде трехкомпонентных ускорений.

На свободной поверхности фундаментной плиты, грунтового основания и наземного строения задаются точки, в которых необходимо получить графики акселерограмм для сравнения их значений на грунте и фундаментной плите, а также для построения поэтажных спектров ответа на конструкциях верхнего строения (стены, колонны, ригели, перекрытия, покрытия).



**Рис. 3.** Общий вид расчетной области модельной задачи (белый цвет – железобетон, зеленый цвет – грунтовое основание)

**Fig. 3.** General view of computational domain for model problem (white – reinforced concrete, green – soil base)



**Рис. 4.** Выделенные объемы с заданными начальными ускорениями  $A_1, A_2, A_3 = 1 \text{ м/с}^2$

**Fig. 4.** Selected volumes with given initial accelerations  $A_1, A_2, A_3 = 1 \text{ m/s}^2$

### По результатам расчета в STAR\_T получены трехкомпонентные акселерограммы

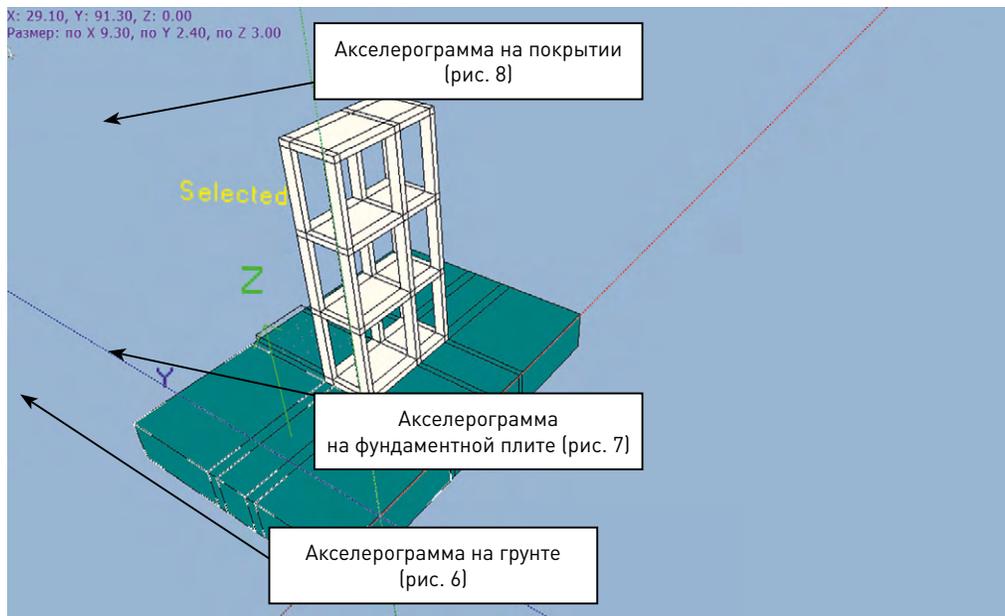


Рис. 5. Точки вывода акселерограмм  
Fig. 5. Accelerogram output points

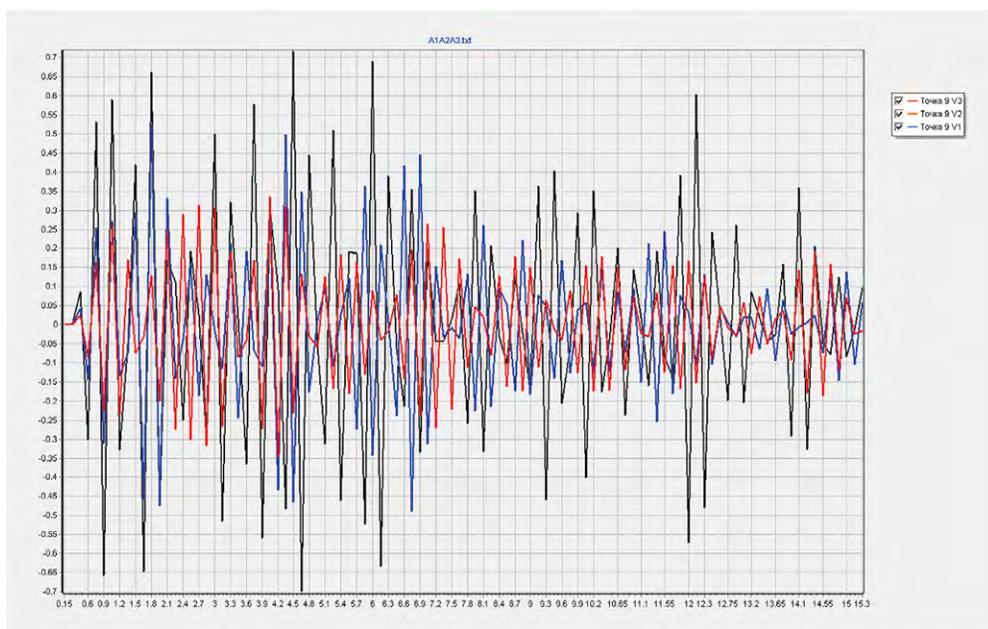
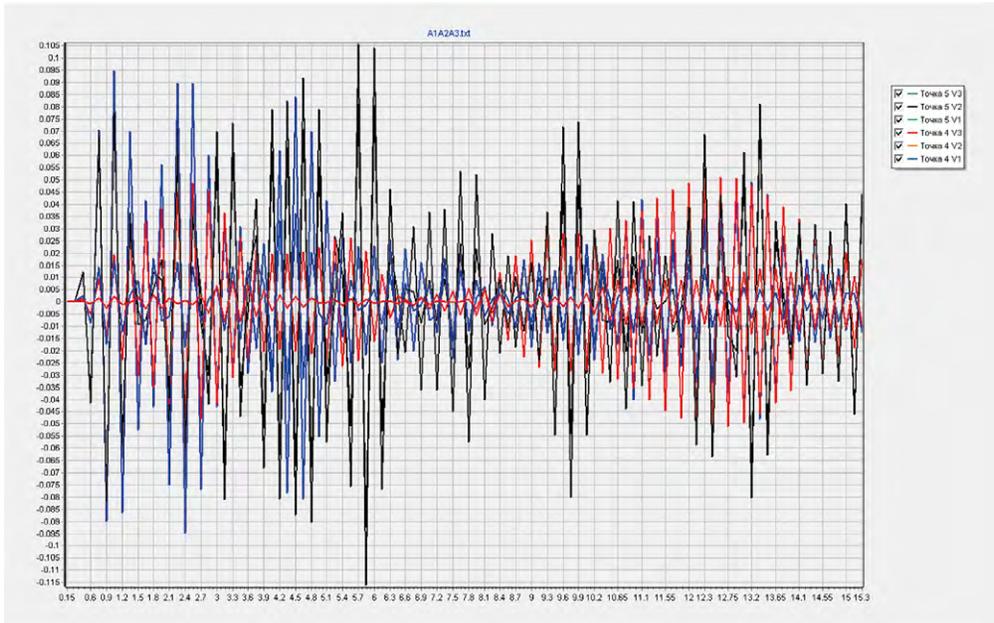
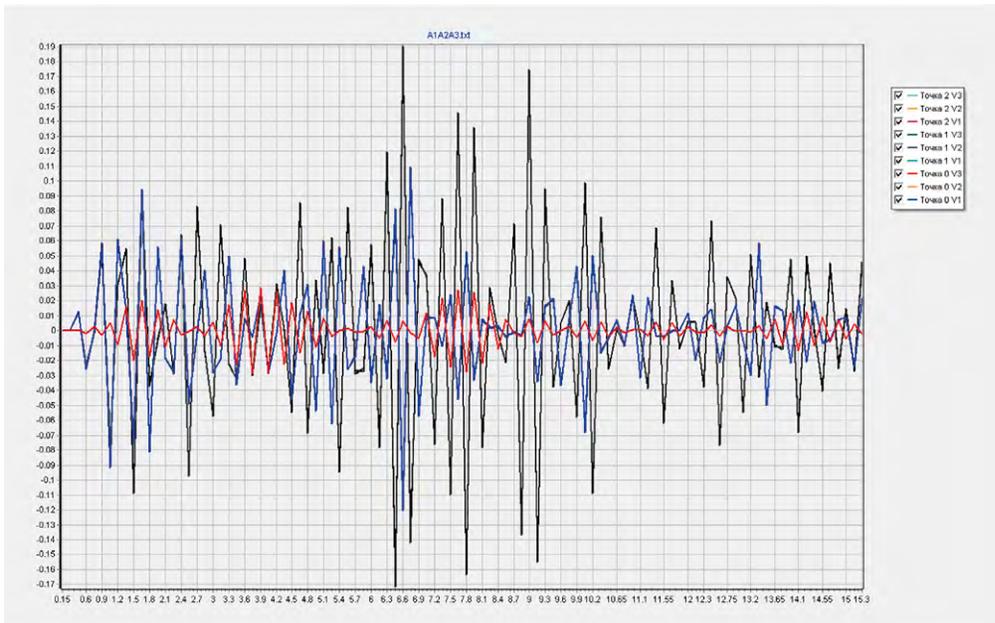


Рис. 6. Расчетные трехкомпонентные акселерограммы на поверхности грунта (3 графика на одном скане  $A_{max} = 0,7 \text{ м/с}^2$ )  
Fig. 6. Calculated three-component accelerograms on ground surface (3 graphs in one scan  $A_{max} = 0.7 \text{ m/s}^2$ )



**Рис. 7.** Расчетные трехкомпонентные акселерограммы на фундаментной плите,  $A_{\max} = 0,1 \text{ м/с}^2$

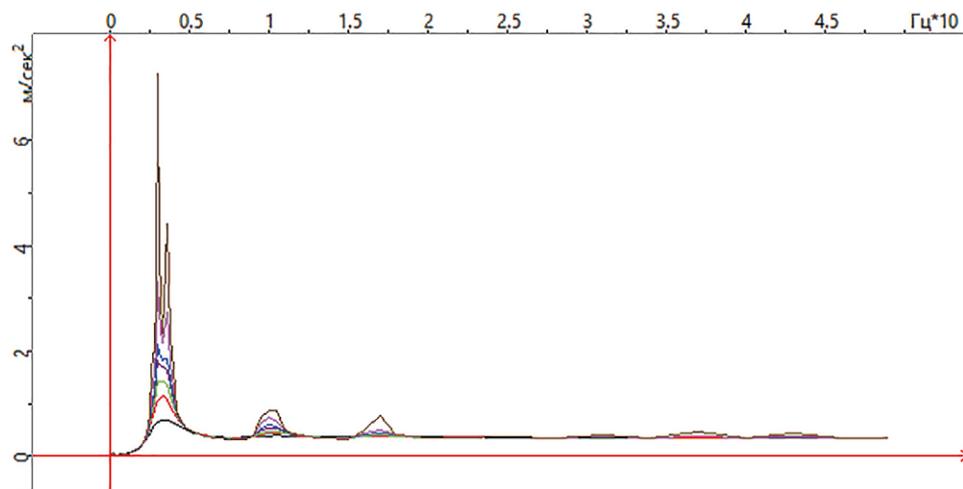
**Fig. 7.** Calculated three-component accelerograms on raft foundation,  $A_{\max} = 0.1 \text{ m/s}^2$



**Рис. 8.** Расчетные трехкомпонентные акселерограммы на покрытии STAR\_T,  $A_{\max} = 0,19 \text{ м/с}^2$

**Fig. 8.** Calculated three-component accelerograms on surface STAR\_T,  $A_{\max} = 0.19 \text{ m/s}^2$

## Сравнение спектров ответа по расчетным акселерограммам в ПК SCAD и STAR\_T



**Рис. 9.** Спектры ускорений на плите покрытия для всего диапазона логарифмических декрементов (ПК\_STAR\_T).

Максимальное ускорение – 0,3470324 м/с<sup>2</sup> достигается в момент времени 4,05 с

Максимальная скорость – 0,005 м/с<sup>2</sup> достигается в момент времени 3,45 с

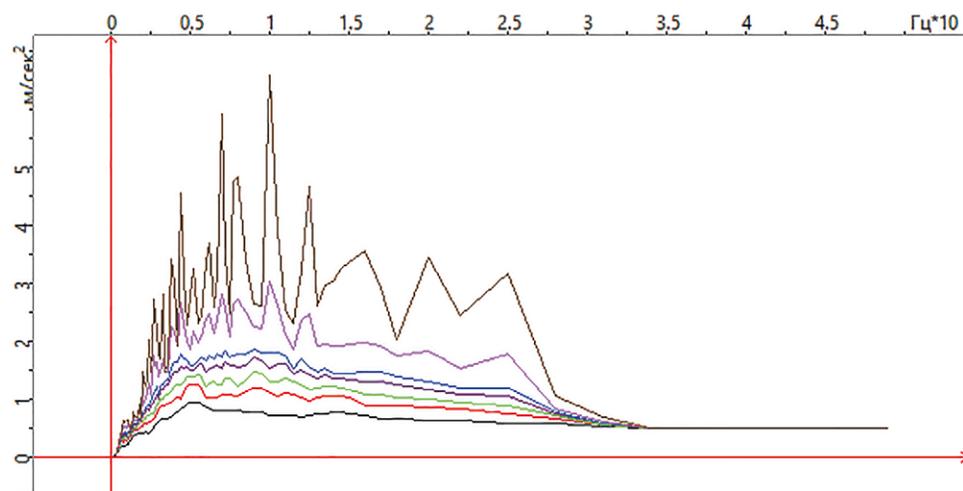
Максимальное перемещение – 0,003 м достигается в момент времени 10,2 с

**Fig. 9.** Acceleration spectra on roof slab in entire range of logarithmic decrements (PC\_STAR\_T).

The maximum acceleration of 0.3470324 m/s<sup>2</sup> is achieved at 4.05 s

The maximum speed of 0.005 m/s<sup>2</sup> is achieved at 3.45 s

The maximum displacement of 0.003 m is achieved at 10.2 s



**Рис. 10.** Спектры ускорений на плите покрытия для всего диапазона логарифмических декрементов (ПК\_SCAD).

Максимальное ускорение – 0,50401 м/с<sup>2</sup> достигается в момент времени 4,03 с

Максимальная скорость – 0,034 м/с<sup>2</sup> достигается в момент времени 4,83 с

Максимальное перемещение – 0,007 м достигается в момент времени 5,11 с

**Fig. 10.** Acceleration spectra on roof slab in entire range of logarithmic decrements (PC\_SCAD).

The maximum acceleration of 0.50401 m/s<sup>2</sup> is achieved at 4.03 s

The maximum speed of 0.034 m/s<sup>2</sup> is achieved at 3.45 s

The maximum displacement of 0.007 m is achieved at 5.11 s

## Результаты расчета кинематических параметров

По схеме точечного приложения акселерограмм в ПК SCAD ускорения на покрытии достигают максимума  $0,5 \text{ м/с}^2$ , а в ПК STAR\_T –  $0,2 \text{ м/с}^2$ .

## Выводы

В данной работе проведен прямой динамический расчет для двух различных моделей объекта с использованием ПК SCAD и STAR\_T на заданное сейсмоздействие интенсивностью 7 баллов.

При расчете по упрощенной схеме в ПК SCAD отсутствует возможность получения акселерограмм на грунте и фундаментной плите, т. к. они задаются как исходное воздействие, также при расчетах по упрощенной схеме необходимо проведение многовариантных расчетов с различными коэффициентами демпфирования, т. к. небольшой разброс коэффициентов по Рэлею дает отличающиеся на порядок значения акселерограмм.

Расчет по схеме «сооружение – основание» показал, что при приходе сейсмоздействия как волнового процесса и моделирования контактной задачи параметры колебаний свободной поверхности и фундаментной плиты отличаются почти на порядок ( $0,7 \text{ м/с}^2$  на грунте и  $0,08 \text{ м/с}^2$  на фундаментной плите), причем на покрытии они отличаются всего в 2 раза.

При расчете по модели сооружения совместно с грунтовым основанием эти проблемы отсутствуют в связи с возможностью задания любой математической модели деформирования материалов конструкций и грунтового основания как по деформационной теории, так и по теории пластического течения.

Проведенный анализ показал, что для проведения расчетов на сейсмические воздействия наиболее эффективными из методов прямого интегрирования являются неявные методы (в частности примененный в расчетах метод Ньюмарка), обладающие безусловной устойчивостью и не требующие жестких ограничений на шаг по времени и сеточное разбиение расчетной области.

## Список литературы

1. Снитко Н.К. Статическое и динамическое давление грунтов и расчет подпорных стенок / Н.К. Снитко. – Ленинград: Госстройиздат, 1963. – 295 с.
2. Глушков Г.И. Расчет сооружений, заглубленных в грунт / Г.И. Глушков. – Москва: Стройиздат, 1977. – 295 с.
3. Коваль С.В. Программный комплекс STAR\_T для проведения расчетов наземных заглубленных и подземных сооружений / С.В. Коваль, Ф.Б. Киселев. – Москва: МГУ, 2014. – Пер. № 2015610074 от 10.11.2014.

## Информация об авторах / Information about the authors

**Коваль Сергей Всеволодович**, д-р техн. наук, заместитель начальника отдела надежности строительных конструкций ФБУ «Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности» Ростехнадзора, Москва

e-mail: koval@secnrs.ru

**Sergey V. Koval**, Dr. Sci. (Engineering), Deputy Head, Department of Reliability of Civil Engineering Constructions, Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety, Moscow

e-mail: koval@secnrs.ru

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

e-mail: kuzminov@secnrs.ru

**Alexander V. Kuzminov**, Senior Researcher, Department of Reliability of Civil Engineering Constructions, Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety, Moscow

e-mail: kuzminov@secnrs.ru

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

e-mail: prodin@secnrs.ru

тел.: +7 (499) 264-40-45

**Pavel A. Rodin**,\* Junior Researcher, Department of Reliability of Civil Engineering Constructions, Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety, Moscow

e-mail: prodin@secnrs.ru

tel.: +7 (499) 264-40-45

**Сидоров Никита Маркович**, младший научный сотрудник отдела надежности строительных конструкций ФБУ «Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности» Ростехнадзора, Москва

sidorov@secnrs.ru

**Nikita M. Sidorov**, Junior Researcher, Department of Reliability of Civil Engineering Constructions, Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety, Moscow

e-mail: sidorov@secnrs.ru

\* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 699.841

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-89-97](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-89-97)

# СЕЙСМИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ЗДАНИЙ АЭС С УЧЕТОМ ПОДАТЛИВОСТИ ФУНДАМЕНТАЛЬНОЙ ПЛИТЫ

В.А. КОРОТКОВ<sup>1,✉</sup>, канд. техн. наукТ.З. ЮГАЙ<sup>2</sup><sup>1</sup>АО «Атомэнергoproект», ул. Бакунинская, д. 7, к. 1, г. Москва, 107996, Российская Федерация<sup>2</sup>ФБУ «Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности» Ростехнадзора, Малая Красносельская ул., д. 2/8, к. 5, г. Москва, 107140, Российская Федерация

В настоящей работе предлагается математический метод учета податливости фундаментных плит зданий АЭС при динамических воздействиях. Подобный учет во многих случаях анализа позволяет существенно уточнить результаты, а иногда (для конструкций с «отрезанными» внешними стенами) при падении самолета и воздействии воздушной ударной волны он просто необходим.

Представленный метод базируется на применении «грунтовых» пружин и демпферов из ASCE 4-16, специальным образом распределенных по подошве фундаментной плиты здания.

В заключение представлены результаты расчета интегральных характеристик «грунтовых» пружин и демпферов при реалистичном (седловидном) законе их распределения по подошве фундаментной плиты типового здания.

**Ключевые слова:** взаимодействие сооружения с основанием, податливость фундаментной плиты, эквивалентные жесткости и затухания, скорректированные затухания, штамп

**Для цитирования:** Коротков В.А., Югай Т.З. Сейсмический расчет зданий АЭС с учетом податливости фундаментальной плиты // Вестник НИЦ «Строительство». 2021. Т. 31. № 4. С. 89–97. doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-89-97](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-89-97)

## Вклад авторов

Коротков В.А. – разработка метода, участие в написании статьи. Югай Т.З. – участие в написании статьи, анализ результатов.

## Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

## Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

## SEISMIC DESIGN OF NPP STRUCTURES TAKING INTO ACCOUNT FOUNDATION SLAB COMPLIANCE

V.A. KOROTKOV,<sup>1,✉</sup> Cand. Sci. (Engineering)T.Z. YUGAI<sup>2</sup><sup>1</sup>Atomenergoproekt JSC, Bakuninskaya str., 7, bld. 1, Moscow, 107996, Russian Federation<sup>2</sup>Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety, Malaya Krasnoselskaya str., 2/8, bld. 5, Moscow, 107140, Russian Federation

The present article proposes a mathematical method for factoring in the compliance of foundation slabs in NPP structures under dynamic loading. In many cases, such an approach allows the analysis results to be significantly improved, whereas sometimes it is simply a necessary part of the procedure, i.e., when structures having “detached” exterior walls are exposed to an air shock wave generated by an aircraft crash.

The presented method applies soil springs and dampers as per ASCE 4-16, specially distributed along the foundation slab bottom of a building.

The conclusion presents the results of calculating the integral characteristics of soil springs and dampers according to the realistic (saddle-shaped) law of their distribution along the foundation slab bottom of a typical building.

**Keywords:** soil-structure interaction, foundation slab compliance, equivalent stiffness and damping, adjusted damping, plate

**For citation:** Korotkov V.A., Yugai T.Z. Seismic design of NPP structures taking into account foundation slab compliance. Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2021. Vol. 31. No. 4. P. 89–97 (In Russ.). doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-89-97](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-89-97)

#### **Author contribution statements**

V.A. Korotkov: method development and writing of the article. T.Z. Yugai: writing of the article and analysis of results.

#### **Funding**

No funding support was obtained for the research.

#### **Conflict of interest**

The authors declare no conflict of interest.

При выполнении сейсмических расчетов в соответствии со стандартом ASCE 4-16 [1] необходимо учитывать эффекты взаимодействия сооружения с грунтовым основанием (SSI) зданий и сооружений АЭС, важных для безопасности. Существуют два основных метода решения данной задачи: прямой метод и метод импедансов. В прямом методе грунт моделируется детально элементами сплошной среды, а в методе импедансов применяются «грунтовые» пружины и демпферы, моделирующие эквивалентную жесткость и затухание. Метод импедансов является эффективным, удобным и часто применяется в расчетах по различным программам: ABAQUS, ANSYS, NASTRAN и др. для проектных целей. Однако эквивалентные характеристики пружин и демпферов определяются для штампа и их использование для реальных зданий АЭС, обладающих податливой фундаментной плитой, возможно только приближенно. Также приближенно учитываются неоднородности в грунте (слоистость, линзы и др.). При выполнении реальных расчетов компенсация названных приближений производится за счет учета вариабельности модуля сдвига в грунте по рекомендациям ASCE 4–16, п. 5.1.7. Для учета податливости фундаментной плиты необходимо выполнить реалистическое распределение эквивалентных жесткостей и затуханий по точкам ее подошвы таким образом, чтобы суммарная по всем точкам распределения жесткость в точности соответствовала эквивалентной жесткости. Суммарное затухание также должно соответствовать эквивалентным затуханиям либо консервативно быть несколько меньше.

В настоящей работе предлагается математический метод решения такой задачи.

Система уравнений движения при сейсмических колебаниях здания имеет вид:

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

где

$[K]$  – матрица жесткости;

$[C]$  – матрица демпфирования;

$[M]$  – матрица массы;

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

$\ddot{U}_0$  – исходная акселерограмма.

В системе уравнений (1)

$$[K] = [K_1] + [K_2], \quad (2)$$

где  $[K_1]$  и  $[K_2]$  – парциальные матрицы жесткости сооружения и грунта соответственно;

$$[C] = [C_1] + [C_2], \quad (3)$$

где  $[C_1]$  – парциальная матрица демпфирования в материале системы, возникающего за счет трения,  $[C_2]$  – парциальная матрица излучательного или волнового демпфирования, обусловленная оттоком энергии в грунт при колебаниях здания.

Для определения  $[K_2]$  и  $[C_2]$  использовались эквивалентные жесткости и затухания из ASCE 4–16. Обозначим  $K_{\text{эКВ}} = \{K_x, K_y, K_z, K_{\text{фх}}, K_{\text{фy}}, K_{\text{фz}}\}$  и  $C_{\text{эКВ}} = \{b_x, b_y, b_z, b_{\text{фх}}, b_{\text{фy}}, b_{\text{фz}}\}$  компоненты эквивалентной жесткости и эквивалентного затухания для штампа, показанного на рис. 1. Для формирования матриц  $[K_2]$  и  $[C_2]$  величины  $K_{\text{эКВ}}$  и  $C_{\text{эКВ}}$  нужно распределить по точкам подошвы фундаментной плиты.

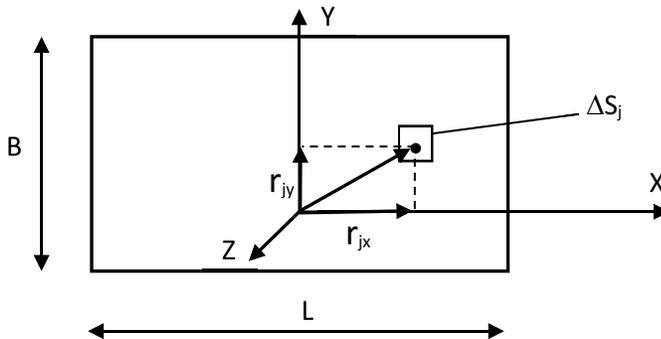


Рис. 1. Прямоугольный штамп  
Fig. 1. Rectangular plate

Пусть значения эквивалентных поступательных жесткостей и затуханий при поступательных перемещениях распределяются по произвольному закону  $z = f(x, y)$ .

Тогда для  $j$ -й точки фундаментной плиты выражение для приведенной эквивалентной жесткости можно записать следующим образом:

$$K_{ij} = c_i f_{ij}(x, y) S_j, \text{ где } i - x, y, z, \quad (4)$$

$j = 1, \dots, N, N$  – число узловых точек на подошве плиты,

$c_i$  – константа,

$f_{ij}(x, y)$  – значение функции  $f(x, y)$  в точке  $j$  по направлению  $i$ ,

$\Delta S_j$  – приведенная к точке  $j$  площадь фундаментной плиты.

Величину константы  $c_i$  определим из условия:

$$\sum_j c_i f_{ij}(x, y) \Delta S_j = K_i. \quad (5)$$

Отсюда:

$$c_i = \frac{K_i}{\sum_j f_{ij}(x, y) \Delta S_j}. \quad (6)$$

Подставляя (6) в (5), получаем:

$$K_{ij} = \frac{K_i f_{ij}(x, y) \Delta S_j}{\sum_j f_{ij}(x, y) \Delta S_j}. \quad (7)$$

Формула (7) позволяет определить значение поступательной компоненты жесткости в  $j$ -й точке фундаментной плиты при произвольном законе распределения по подошве.

Аналогичное выражение для поступательных компонент затухания:

$$b_{ij} = \frac{b_i f_{ij}(x, y) \Delta S_j}{\sum_j f_{ij}(x, y) \Delta S_j}. \quad (8)$$

Из соотношений (7) и (8) получим:

$$\sum_j K_{ij} = K_i, \quad \sum_j b_{ij} = b_i, \quad (9)$$

т. е. суммарные (интегральные) поступательные компоненты жесткости и затухания по всем точкам подошвы фундаментной плиты в точности соответствуют эквивалентным значениям.

Из (7) и (8) получаем частный случай равномерного распределения эквивалентных поступательных жесткостей и затуханий, при  $f(x,y) = 1$

$$K_{ij} = K_i \frac{\Delta S_j}{S}; \quad b_{ij} = b_i \frac{\Delta S_j}{S}, \quad (10)$$

где  $S = B \cdot L$ .

Для распределения величин эквивалентных поступательных жесткостей использовалось реалистичное выражение для  $f(x,y)$ , имеющее «седловидный» характер.

«Седловидное» распределение жесткостей производилось по формуле (420) [2] для реактивных давлений:

$$f(x,y) = \left( \begin{array}{l} a_{00} + a_{20}x^2 + a_{02}y^2 + a_{40}x^4 + a_{22}x^2y^2 + \\ + a_{04}y^4 + a_{60}x^6 + a_{42}x^4y^2 + a_{24}x^2y^4 + a_{06}y^6 \end{array} \right) P_0 / S, \quad (11)$$

где  $P_0$  – сила.

Коэффициенты уравнения  $a_i, a_j$  определялись в зависимости от соотношения сторон фундаментной плиты  $L/B$ ,  $a_{00}$  – реактивное давление в центре плиты. Эти коэффициенты при нагружении сосредоточенной силой  $P_0$  (в долях  $P_0/S$ ) представлены в табл. 1.

Таблица 1

**Значения коэффициентов при нагружении сосредоточенной силой  $P_0$**

Table 1

**Values of the coefficients under concentrated force loading  $P_0$**

$L/B$	$a_{00}$	$a_{20}$	$a_{02}$	$a_{40}$	$a_{22}$	$a_{04}$	$a_{60}$	$a_{42}$	$a_{24}$	$a_{06}$
1	0.556	0.267	0.267	0.3	-0.017	0.301	0.501	0.032	0.032	0.501
1.5	0.561	0.223	0.301	0.268	0.015	0.319	0.470	-0.060	0.126	0.530
2	0.565	0.196	0.322	0.234	0.029	0.332	0.433	-0.054	0.129	0.550
3	0.581	0.161	0.339	0.185	0.061	0.345	0.353	0.020	0.130	0.567
5	0.597	0.134	0.355	0.139	0.078	0.356	0.247	0.074	0.118	0.593
7	0.607	0.120	0.363	0.115	0.074	0.363	0.196	0.090	0.113	0.606
10	0.616	0.108	0.369	0.094	0.069	0.370	0.155	0.102	0.105	0.616

Узловые эквивалентные поступательные жесткости и затухания в совокупности создают интегральную угловую жесткость и затухание за счет вращения:

$$\left. \begin{aligned}
 C_{\varphi x} &= \sum_j K_{zj} r_{jy}^2 \\
 C_{\varphi y} &= \sum_j K_{zj} r_{jx}^2 \\
 C_{\varphi z} &= \sum_j (K_{yj} r_{jy}^2 + K_{yj} r_{jx}^2) \\
 D_{\varphi x} &= \sum_j b_{zj} r_{jy}^2 \\
 D_{\varphi y} &= \sum_j b_{zj} r_{jx}^2 \\
 D_{\varphi z} &= \sum_j (b_{yj} r_{jy}^2 + b_{yj} r_{jx}^2)
 \end{aligned} \right\} \cdot \tag{12}$$

Здесь  $r_{jx}$  и  $r_{jy}$  – компоненты радиус-вектора  $j$ -й точки, выходящего из геометрического центра фундаментной плиты (рис. 1).

Интегральные угловые жесткости и затухания из (12) существенно отличаются от эквивалентных. Следует отметить, что если расчет эквивалентных и интегральных характеристик грунта проводить по теории Винклера, учитывающей проседание грунта только под штампом, но не в соседних зонах (рис. 2), то отличия не будет.

Компенсирующая разница в угловых жесткостях и затуханий составит:

$$\Delta C_{\varphi x} = K_{\varphi x} - C_{\varphi x}$$

$$\Delta b_{\varphi x} = b_{\varphi x} - D_{\varphi x}$$

$$\Delta C_{\varphi y} = K_{\varphi y} - C_{\varphi y}$$

$$(13.1)$$

$$\Delta b_{\varphi y} = b_{\varphi y} - D_{\varphi y}$$

$$(13.2)$$

$$\Delta C_{\varphi z} = K_{\varphi z} - C_{\varphi z}$$

$$\Delta b_{\varphi z} = b_{\varphi z} - D_{\varphi z}$$

Как показали расчетные исследования на типовых конструкциях значения компенсирующих угловых жесткостей (13.1) положительные, а значения компенсирующих угловых затуханий (13.2) отрицательные. Консервативно принимаем:

$$\Delta b_{\varphi x} = \Delta b_{\varphi y} = \Delta b_{\varphi z} = 0 . \tag{14}$$



Рис. 2. Зоны проседания грунта под штампом  
 Fig. 2. Soil subsidence areas under the plate

Из (14) получаем выражения для скорректированных эквивалентных затуханий:

$$\bar{b}_{z_1} = \frac{b_{\varphi x}}{\sum_j \frac{\Delta S_j}{S} r_{iy}^2}; \tag{15}$$

$$\bar{b}_{z_2} = \frac{b_{\varphi y}}{\sum_j \frac{\Delta S_j}{S} r_{ix}^2}; \tag{16}$$

$$\bar{b}_x = \bar{b}_y = \frac{b_{\varphi z}}{\sum_j \left( \frac{\Delta S_j}{S} r_{iy}^2 + \frac{\Delta S_j}{S} r_{jx}^2 \right)}. \tag{17}$$

Консервативно принимаются минимальные значения из  $\bar{b}_{z_1}$  и  $\bar{b}_{z_2}$ .

Если  $\bar{b}_{z_1} < \bar{b}_{z_2}$ ,  $\bar{b}_z = \bar{b}_{z_1}$

$$\bar{D}_{\varphi x} = \sum_j \bar{b}_{z_1} \cdot r_{jy}^2 = \sum_j \bar{b}_z \cdot \frac{\Delta S_j}{S} r_{jy}^2 = \sum_j \frac{b_{\varphi x}}{\sum_j \frac{\Delta S_j}{S} r_{jy}^2} \cdot \frac{\Delta S_j}{S} \cdot r_{jy}^2 = b_{\varphi x}$$

$$\bar{D}_{\varphi y} = \sum_j \bar{b}_{z_1} \cdot r_{jx}^2 = \sum_j \bar{b}_z \cdot \frac{\Delta S_j}{S} r_{jx}^2 = \sum_j \frac{b_{\varphi x}}{\sum_j \frac{\Delta S_j}{S} r_{jy}^2} \cdot \frac{\Delta S_j}{S} \cdot r_{jx}^2 = b_{\varphi y} \cdot \frac{\bar{b}_{z_1}}{\bar{b}_{z_2}}$$

$$\bar{D}_{\varphi z} = \sum_j (\bar{b}_{jx} \cdot r_{jy}^2 + \bar{b}_{jy} \cdot r_{jx}^2) = \sum_j \bar{b}_x \left( \frac{\Delta S_j}{S} \cdot r_{jy}^2 + \frac{\Delta S_j}{S} \cdot r_{jx}^2 \right) = b_{\varphi z}$$

В результате: если  $\bar{b}_{z_1} < \bar{b}_{z_2}$

$$\bar{D}_{\varphi x} = b_{\varphi x}$$

$$\bar{D}_{\varphi y} = b_{\varphi y} \cdot \frac{\bar{b}_{z_1}}{\bar{b}_{z_2}} < b_{\varphi y}$$

$$\bar{D}_{\varphi z} = b_{\varphi z}$$

$$\bar{D}_{\varphi x} = b_{\varphi x} \cdot \frac{\bar{b}_{z_2}}{\bar{b}_{z_1}} < b_{\varphi x}$$

$$\bar{D}_{\varphi y} = b_{\varphi y}$$

$$\bar{D}_{\varphi z} = b_{\varphi z}$$

(18)

Если  $L = B$ , все скорректированные вращательные затухания равны эквивалентным.

Отметим, что  $(\bar{D}_{\varphi x}, \bar{D}_{\varphi y}, \bar{D}_{\varphi z})$  рассчитываются на основе  $(\bar{b}_x, \bar{b}_y, \bar{b}_z)$ .

Таким образом, компоненты эквивалентных поступательных жесткостей, полученные по (7), распределяются по подошве фундаментной плиты по «седловидному» закону, а компенсирующие угловые жесткости, полученные по (13.1) – равномерно.

По предложенной методике была составлена программа, совместная с ПС ABAQUS, и выполнен ряд проектных расчетов. Результаты расчетов приводились в докладе на конференции [3].

Скорректированные компоненты эквивалентных поступательных затуханий (15), (16), (17) в совокупности создадут интегральные угловые затухания и, как видно из (18), их величины, в зависимости от соотношения сторон штампа, в точности соответствуют эквивалентным, либо будут несколько ниже.

В табл. 2 представлен пример расчета значений жесткости и затуханий в грунте по данной методике для типового здания. Размеры фундамента здания составляют  $L = 73$  м,  $B = 50$  м, а общая масса здания – 110 т.

Из табл. 2 видно, что компенсирующие угловые жесткости имеют существенные значения и их необходимо учитывать, а компоненты скорректированных интегральных затуханий либо соответствуют эквивалентным значениям затуханий, либо консервативно ниже.

Представленный метод учета податливости фундаментной плиты можно применять в расчетах зданий при особых динамических воздействиях: сейсмика, падение самолета и действие воздушной ударной волны с использованием различных методов анализа.

Также предлагается использовать данный подход в стандарте РФ по сейсмостойкости зданий.

Таблица 2

**Пример расчета грунтовых характеристик для типового здания**

Table 2

**Example of soil characteristics calculated for a typical building**

Эквивалентные жесткости, кН/м, кН·м		Эквивалентные затухания, кН·с/м, кН·с·м		Скорректированные интегральные затухания, кН·с/м, кН·с·м	
$G_{min}, V_{530} = 927$ м/с					
$K_x$	3.44E + 08	$b_x$	7.22E + 06 (59 %)	$\bar{b}_x$	4.98E + 06 (41 %)
$K_y$	3.64E + 08	$b_y$	7.65E + 06 (60 %)	$\bar{b}_y$	4.98E + 06 (40 %)
$K_z$	4.13E + 08	$b_z$	1.28E + 07 (95 %)	$\bar{b}_z$	9.53E + 06 (71 %)
$K_{\phi x}$	2.65E + 11	$b_{\phi x}$	2.14E + 09 (25 %)	$\bar{b}_{\phi x}$	2.14E + 09 (25 %)
$K_{\phi y}$	4.55E + 11	$b_{\phi y}$	4.90E + 09 (37 %)	$\bar{b}_{\phi y}$	4.23E + 09 (32 %)
$K_{\phi z}$	5.24E + 11	$b_{\phi z}$	3.33E + 09 (27 %)	$\bar{b}_{\phi z}$	3.33E + 09 (27 %)
Компенсирующие угловые жесткости, кН·м					
$\Delta C_{\phi x}$	9.845·10 <sup>10</sup>				
$\Delta C_{\phi y}$	2.443·10 <sup>11</sup>				
$\Delta C_{\phi z}$	1.991·10 <sup>11</sup>				

## Список литературы

1. ASCE 4–16 Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures. – American Society of Civil Engineers (ASCE), 2017. – 202 p.
2. Горбунов-Посадов М.И. Расчет конструкций на упругом основании / М.И. Горбунов-Посадов, Т.А. Маликова, В.И. Соломин. – Москва: Стройиздат, 1984. – 679 с.
3. Коротков В.А. О применимости модального метода динамического анализа в расчётах строительных конструкций АЭС при падении самолета и при сейсмическом воздействии / В.А. Коротков, А.П. Иванов // Инженерные системы–2016: Труды Международного форума (Москва, 4–5 апреля 2016 г.) / Инжиниринговая компания «ТЕСИС». – М.: МАКС Пресс, 2016. – С. 94–105.

## Информация об авторах / Information about the authors

**Владимир Анатольевич Коротков\***, канд. техн. наук, главный специалист БКП-2 АО «Атомэнергопроект», Москва

e-mail: Korotkov\_VA@aep.ru

**Vladimir A. Korotkov**,\* Cand. Sci. (Engineering), Leading specialist, Comprehensive Design Group No 2, Atomenergoproekt JSC, Moscow

e-mail: Korotkov\_VA@aep.ru

**Тамара Захаровна Югай**, старший научный сотрудник ФБУ «Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности» Ростехнадзора, Москва

**Tamara Z. Yugai**, Senior researcher, Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety, Moscow

\* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 699.841

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-98-109](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-98-109)

# СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ ЗДАНИЙ ИЗ КАРКАСНО-ОБШИВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С КАРКАСОМ ИЗ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОГНУТЫХ ОЦИНКОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ

А.А. БУБИС<sup>1</sup>

И.Р. ГИЗЯТУЛЛИН<sup>1,✉</sup>

А.И. ДОТТУЕВ<sup>1</sup>

Т.В. НАЗМЕЕВА<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) им. В.А. Кучеренко  
АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Российская Федерация

<sup>2</sup>Ассоциация развития стального строительства, ул. Остоженка, д. 19, стр. 1, г. Москва, 119034, Российская Федерация

Конструктивные системы зданий с применением технологии легких стальных тонкостенных конструкций неуклонно набирают популярность благодаря своим огромным преимуществам по сравнению с традиционными техническими решениями. В результате присущей технологии ЛСТК конкурентоспособности их использование постепенно увеличивается как при изготовлении несущих конструкций зданий, так и при изготовлении ненесущих конструкций. В то же время фактическое отсутствие национальных норм сейсмического проектирования требует разработки программ и выполнения научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ по исследованию поведения зданий из ЛСТК в условиях сейсмических воздействий. В статье затронуты основные проблемы сейсмостойкого строительства зданий из ЛСТК, приведены результаты отечественных и зарубежных исследований.

**Ключевые слова:** легкие стальные тонкостенные конструкции, сейсмостойкость, коэффициент допускаемых повреждений, испытания, экспериментальные исследования

**Для цитирования:** Бубис А.А., Гизятуллин И.Р., Доттуев А.И., Назмеева Т.В. Сейсмостойкость зданий из каркасно-обшивных конструкций с каркасом из стальных холодногнуто оцинкованных профилей // Вестник НИЦ «Строительство». 2021. Т. 31. № 4. С. 98–109. doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-98-109](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-98-109)

## **Вклад авторов**

Все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

## **Финансирование**

Исследование не имело спонсорской поддержки.

## **Конфликт интересов**

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

# SEISMIC RESISTANCE OF FRAME-CLADDING BUILDINGS WITH A COLD-FORMED GALVANIZED STEEL PROFILE FRAMING

A.A. BUBIS<sup>1</sup>

I.R. GIZYATULLIN<sup>1,✉</sup>

A.I. DOTTUEV<sup>1</sup>

T.V. NAZMEEVA<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation

<sup>2</sup>Association for the Development of Steel Construction, Ostozhenka str., 19, bld. 1, Moscow, 119034, Russian Federation

Building structural systems with light gauge steel framing technology are steadily gaining popularity due to their huge advantages over traditional technical solutions. As a result of the competitiveness inherent in LGSF technology, its application is gradually increasing in the manufacture of both bearing and non-bearing structures. At the same time, the actual absence of national standards for seismic design requires the development of programs and the implementation of research and development work to study the behavior of LGSF buildings in the conditions of seismic impact. The article touches upon the main problems of antiseismic construction of LGSF buildings and presents the results of domestic and foreign research.

**Keywords:** light gauge steel framing structures, seismic resistance, seismic force reduction factor, tests, experimental studies

**For citation:** Bubis A.A., Gizatullin I.R., Dottuev A.I., Nazmeeva T.V. Seismic resistance of frame-cladding buildings with a cold-formed galvanized steel profile framing. Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2021. Vol. 31. No. 4. P. 98–109 (In Russ.). doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-98-109](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-98-109)

## Author contribution statements

All authors have contributed equally to the work.

## Funding

No funding support was obtained for the research.

## Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

## Введение

Свыше 25 % территории Российской Федерации относится к сейсмоактивным районам, при этом значительную площадь занимают чрезвычайно опасные в сейсмическом отношении 8–9 и свыше балльные зоны по шкале MSK-64. Некоторая часть из этих территорий особо привлекательна для освоения, поскольку обладает богатыми запасами природных ресурсов, другая часть территорий представляет собой зоны активного отдыха населения. Несмотря на труднодоступность, сейсмическую опасность, сложные грунтовые и климатические условия, строительство зданий и сооружений в сейсмоактивных районах активно развивается. Развитие данных территорий ставит перед строительной отраслью новые задачи по обеспечению сейсмостойкости зданий и сооружений.

Учитывая вышеуказанные факторы, применение традиционных строительных технологий для определенного класса зданий (малоэтажные и здания средней этажности) является



а



б

**Рис. 1.** Примеры построенных зданий из ЛСТК: а – трехэтажный трехподъездный многоквартирный жилой дом в г. Архангельске; б – 21-квартирный жилой дом в г. Никольске

**Fig. 1.** Examples of constructed LGSF buildings: а – three-storey three-entrance apartment building in Arkhangelsk; б – 21-apartment residential building in Nikolsk

менее рентабельным и привлекательным. В то время как технология строительства из легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК) обладает рядом преимуществ при строительстве зданий в сейсмоопасных районах, таких как: индустриальность изготовления, отсутствие мокрых процессов на строительной площадке, легкость, долговечность и экономичность. Примеры построенных на территории Российской Федерации зданий из ЛСТК представлены на рис. 1. Однако знания о сейсмическом поведении конструктивных систем зданий на основе ЛСТК по-прежнему ограничены, что, несомненно, является препятствием к их массовому применению.

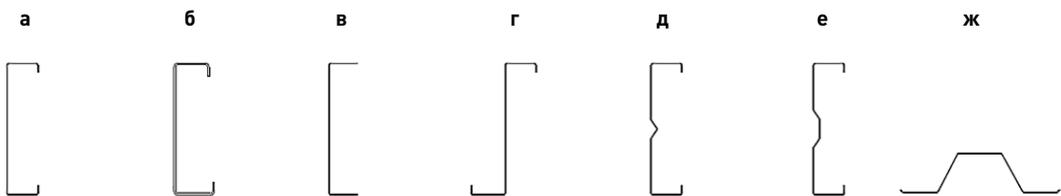
## 1. Конструкции зданий с применением ЛСТК

Основными конструктивными элементами каркасно-обшивных конструкций по технологии ЛСТК в зданиях являются стены и диски перекрытий (покрытий). Принцип устройства каркасно-обшивной конструкции состоит в том, что элементы каркаса из стальных холодногнутох профилей заполняются эффективным утеплителем и обшиваются плитными

материалами с последующей отделкой, и, выполняя совместную работу, образуют таким способом единую конструкцию (стену или перекрытие (покрытие)).

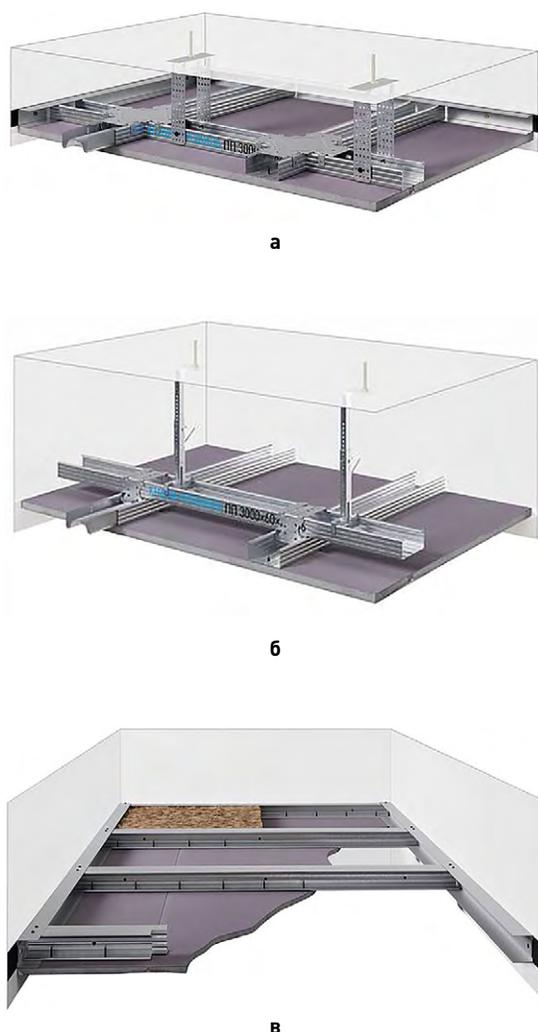
Каркасно-обшивные конструкции стен состоят из вертикальных стоек, расположенных на расстоянии от 300 до 600 мм, концы которых крепятся к направляющим, поддерживающим стойки. Для направляющих и стоек используются холодногнутые профили, изготовленные из оцинкованной стали толщиной до 4 мм. Для строительных конструкций, как правило, применяют следующие типы сечений профилей (рис. 2) [1]:

- С-профиль – холодногнутый профиль, образованный стенкой, двумя полками и двумя отгибами на полках. В зависимости от размера полок С-образные профили могут быть равнополочными и неравнополочными (рис. 2а и 2б соответственно). С-профиль применяется для несущих и ограждающих конструкций, для стоек и балок, элементов ферм и стропил.
- Швеллерообразный профиль – холодногнутый профиль, образованный стенкой и двумя полками, расположенными по одну сторону от стенки под прямым углом (рис. 2в). Используется в качестве направляющей для объединения элементов из С-профилей в общую работу (панель) и последующего их крепления к фундаменту или другим конструкциям. Швеллерообразный профиль запрещается использовать для несущих стоек каркаса стен, в связи с его низкой сопротивляемостью потери устойчивости ввиду отсутствия отгибов на полках.
- Z-профиль – холодногнутый профиль, образованный стенкой и двумя полками, расположенными по разные стороны от стенки. Z-профили могут быть равнополочными и неравнополочными (рис. 2г). Z-профиль применяется, как правило, для прогонов и элементов фахверка, но допускается использовать комбинированные сечения из нескольких Z-профилей для несущих и ограждающих конструкций.
- $\Sigma$ -профиль – С-образный профиль со стенкой, усиленной сгибом или рифом (рис. 2д и 2е соответственно).  $\Sigma$ -профили могут быть равнополочными и неравнополочными. Применяются для несущих и ограждающих конструкций, для стоек и балок, элементов ферм и стропил. Наличие рифа повышает сопротивление профиля потери устойчивости. Рекомендуется для длинных стоек.
- $\Omega$ -профиль (П-образный или шляпный профиль) – холодногнутый профиль, образованный тремя стенками, две из которых одинакового размера и направлены в одну сторону и двумя полками, направленными наружу профиля (рис. 2ж). Как правило, изготавливают равнополочные П-профили, которые применяют для обрешетки и прогонов.



**Рис. 2.** Основные типы сечений холодногнутых профилей [1]: а – С-образное равнополочное сечение (С-профиль); б – С-образное неравнополочное сечение (С-профиль); в – швеллерное сечение (швеллерообразный профиль); г – Z-образное сечение (Z-профиль); д –  $\Sigma$ -образное сечение ( $\Sigma$ -профиль); е –  $\Sigma$ -профиль с вытянутым вдоль стенки рифом; ж – П-образное сечение ( $\Omega$ -профиль)

**Fig. 2.** Main section types of cold-formed profiles [1]: а – C-shaped equal-flange (C-profile); б – C-shaped unequal (C-profile); в – U-shaped (U-profile); г – Z-shaped (Z-profile); д –  $\Sigma$ -shaped ( $\Sigma$ -profile); е –  $\Sigma$ -profile with a reef elongated along the wall; ж –  $\Omega$ -shaped ( $\Omega$ -profile)



**Рис. 3.** Распространенные решения подвесных потолков из ЛСТК: *а* – каркас подвесного потолка по одноуровневой технологии; *б* – каркас подвесного потолка по двухуровневой технологии; *в* – каркас потолка с креплением к ограждающим конструкция помещения (стенам)

**Fig. 3.** Common solutions for LGSF suspended ceilings: *a* – one-level suspended ceiling frame; *b* – two-level suspended ceiling frame; *c* – ceiling frame with attachment to the cladding structure of the building (walls)

Типовое применение каркасно-обшивных конструкций по технологии ЛСТК в области несущих ограждающих конструкций – перегородки, подвесные потолки и фасадные системы (устройство заполнения проемов наружных стен, навесные фасадные панели). Каркасно-обшивные конструкции перегородок, как правило, изготавливаются из С- и швеллерообразных холодногнутых профилей. Направляющие из швеллерообразных профилей крепятся к полу и потолку, а стойки из С-профилей обычно размещаются на расстоянии, равном половине ширины панелей обшивки (обычно не более 600 мм), которые представляют собой гипсокартонные, гипсоволокнистые, цементные и прочие листы, прикрепленные к каркасу из ЛСТК через самонарезающиеся винты. Перегородки, изготовленные из каркасно-обшивных конструкций, могут достигать очень высоких технических характеристик. Например, высота стен может достигать до 12 м, звукоизоляция до 80 дБ, а предел огнестойкости до 120 мин.

Распространенные решения каркасов подвесных потолков из ЛСТК обычно изготавливают по одноуровневой технологии, когда несущие профили расположены в одном уровне (рис. 3а) и по двухуровневой технологии (рис. 3б), когда несущие профили расположены в разных уровнях. В помещениях с ограниченной высотой, как правило, применяется конструктивное решение каркаса потолка из ЛСТК, состоящего из профилей перегородочных систем, которые крепятся не к потолку, а к ограждающим конструкция помещения (стенам) (рис. 3в).

Каркасы из ЛСТК также применяются для изготовления ограждающих конструк-

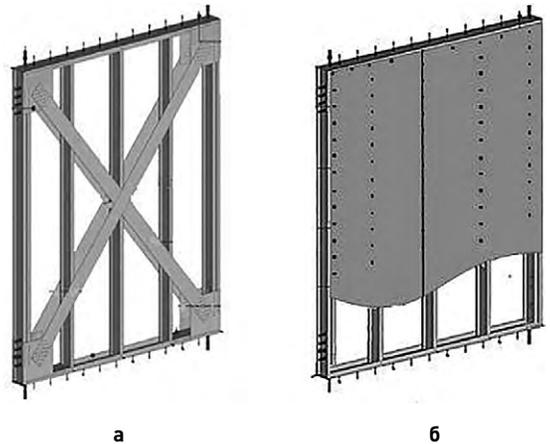
ций зданий (рис. 4). Основным преимуществом использования ограждающих конструкций из ЛСТК является значительное снижение материальных и трудовых затрат, при этом использование рассматриваемой технологии позволяет сохранять высокие качественные и эксплуатационные характеристики.



**Рис. 4.** Применение каркасов из ЛСТК в ограждающих конструкциях зданий  
**Fig. 4.** Application of LGSF in cladding structures of buildings

Сопротивление сейсмическому воздействию конструкций из ЛСТК обеспечивается с помощью различных систем: крестообразной связи из стальных лент (рис. 5а), панелей наружной и внутренней обшивок (рис. 5б), смешанные решения, совмещающие применение связей и панелей обшивок.

В каркасных конструкциях стен из ЛСТК с крестообразными связями рассеивание энергии сейсмического воздействия происходит за счет деформирования (растяжение–сжатие) связей и развития в них пластических деформаций, в то время как в конструкциях стен из ЛСТК с панелями обшивок, рассеивание энергии сейсмического воздействия происходит за счет деформации соединений обшивок и каркаса, а также повреждения панелей обшивок. При сопротивлении сейсмическим силам оба конструктивных решения испытывают существенное снижение прочности и жесткости.



**Рис. 5.** Элементы, сопротивляющиеся сейсмическому воздействию [2]:

- а – конструкция стены из ЛСТК с крестообразной связью;
- б – конструкция стены из ЛСТК с панелями обшивки

**Fig. 5.** Elements resistant to seismic impact [2]:  
 а – LGSF wall structure with a cruciform connection;  
 б – LGSF wall structure with cladding panels

## 2. Нормативное регулирование

В настоящее время в России правила проектирования и методы расчета конструкций из ЛСТК регламентируются требованиями СП 260.1325800.2016 «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов» [3].

В некоторых странах действуют нормативно-технические документы для проектирования зданий из ЛСТК [4, 5]. При этом только в некоторых из них: AISI S400 [6], ASCE 7 [7] и NBCC [8] устанавливают требования к проектированию зданий из ЛСТК для их строительства в сейсмоопасных районах. В Еврокоде по сейсмическому проектированию EN 1998-1 [9] отсутствует отдельный раздел, посвященный проектированию зданий из ЛСТК.

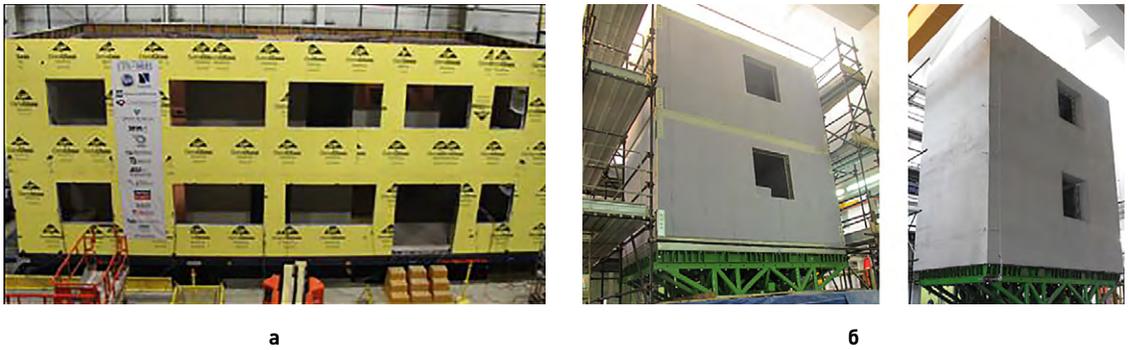
Наиболее развитым нормативно-техническим документом по проектированию зданий из ЛСТК, возводимых в сейсмических районах, является североамериканский стандарт AISI S400 [6]. В частности, AISI S400 [6] регламентирует следующие конструктивные решения с применением ЛСТК: каркасно-обшивные конструкции несущих стен с панелями обшивок из деревянных конструкционных панелей; каркасно-обшивные конструкции несущих стен с панелями обшивок из стального листа; каркасно-обшивные конструкции несущих стен с крестообразными связями из стальных лент; рамные каркасы с болтовыми соединениями (по принципу стальных каркасов на основе горячекатаного металлопроката); каркасно-обшивные конструкции перегородок, обшитые деревянными панелями с одной стороны и гипсокартонными панелями с другой; каркасно-обшивные конструкции перегородок, обшитые гипсокартонными панелями с двух сторон. Для каждого конструктивного решения AISI S400 [6] устанавливает требования к расчету и проектированию конструктивных элементов, а также регламентирует правила конструирования рассеивающих элементов.

### 3. Результаты выполненных исследований

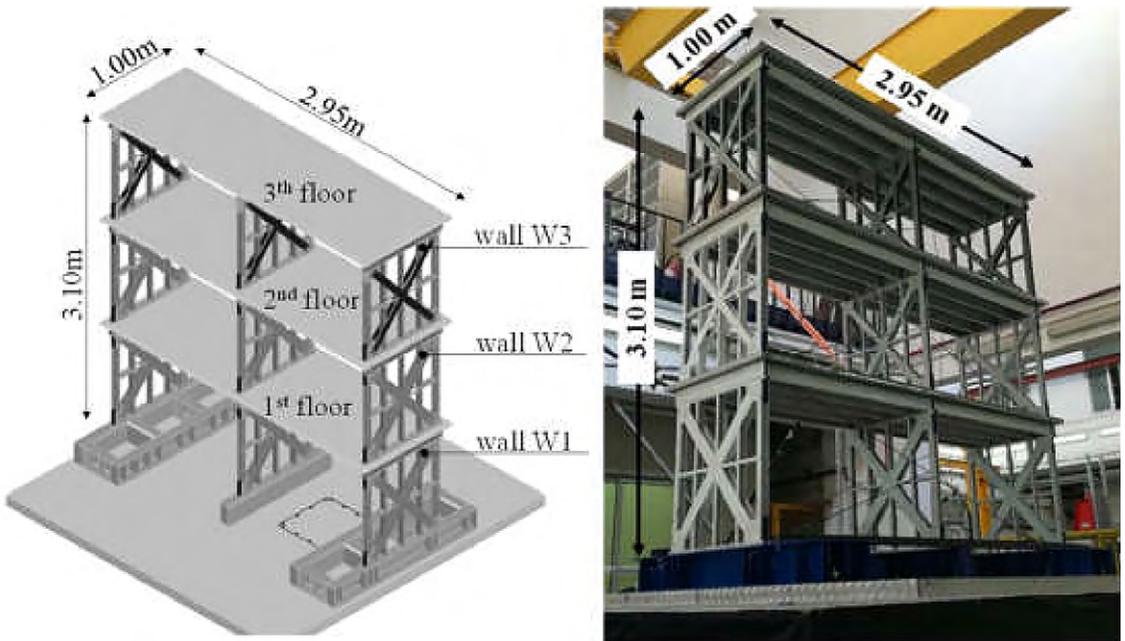
Экспериментальные исследования по изучению поведения каркасно-обшивных конструкций из ЛСТК под действием сейсмических нагрузок начались в конце 80-х – начале 90-х гг. [10, 11]. В последние годы было проведено множество экспериментальных исследований по сейсмостойкости зданий из ЛСТК, как по решениям с обшивками, так и с ленточными стальными связями. Большая часть этих исследований была сосредоточена на статических испытаниях, в то время как динамические испытания всей конструктивной системы здания с применением ЛСТК были очень редки. В предыдущие годы испытания каркасов из ЛСТК с применением сейсмоплатформ выполнялись в США и Европе, хотя первый эксперимент был проведен в Австралии [12]. В США, в рамках проекта «CFS-NEES» проводились испытания на сейсмоплатформе двухэтажного нагурного экспериментального образца здания (рис. 6а), конструкции стен и перекрытий которого были обшиты ориентированно-стружечными плитами (ОСП) [13].

В Италии в рамках европейского проекта «ELISSA» были проведены исследования, включающие испытания на сейсмоплатформе полномасштабного двухэтажного здания (рис. 6б) с облицовкой конструкций стен гипсовыми панелями [14]. В рамках проекта «LAMIEREDIL» [15] была проанализирована сейсмическая реакция двух трехэтажных моделей в масштабе 1:3, выполненных из ЛСТК с ленточными крестообразными связями (рис. 7).

Результаты выполненных исследований полномасштабных фрагментов зданий с применением сейсмоплатформ свидетельствуют о целесообразности учета ненесущих и ограждающих элементов и конструкций зданий при расчете и проектировании зданий в сейсмоопасных районах. Учет ненесущих и ограждающих элементов и конструкций при проведении экспериментальных исследований свидетельствовал об увеличении сдвиговой жесткости испытанных образцов фрагментов зданий до 4,5 раза [13, 14].



**Рис. 6.** Экспериментальные образцы зданий из ЛСТК: а – общий вид экспериментального образца здания проекта «CFS-NEES» на этапе 2е [13]; б – общий вид экспериментального образца здания проекта «ELISSA» [14]  
**Fig. 6.** Experimental samples of LGSF buildings: а – general view of the experimental sample of the “CFS-NEES” project building at the 2e stage [13]; б – general view of the experimental sample of the “ELISSA” project building [14]



**Рис. 7.** Полномасштабные испытания экспериментального образца проекта «LAMIEREDIL» [15]  
**Fig. 7.** Full-scale tests of an experimental sample of the “LAMIEREDIL” project [15]

Активные исследования ведутся в области исследования соединений элементов каркаса между собой и в области исследования поведения несущих конструкций из ЛСТК [15–19]. На базе Центра исследований сейсмостойкости сооружений (ЦИСС) ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко проведены экспериментальные исследования навесных фасадных панелей производства фирмы ООО «Сен-Гобен Строительная Продукция Рус» при действии динамических нагрузок, моделирующих сейсмические воздействия интенсивностью 7–9 баллов по шкале MSK-64 (рис. 8а). Экспериментальные исследования предусматривали проведение



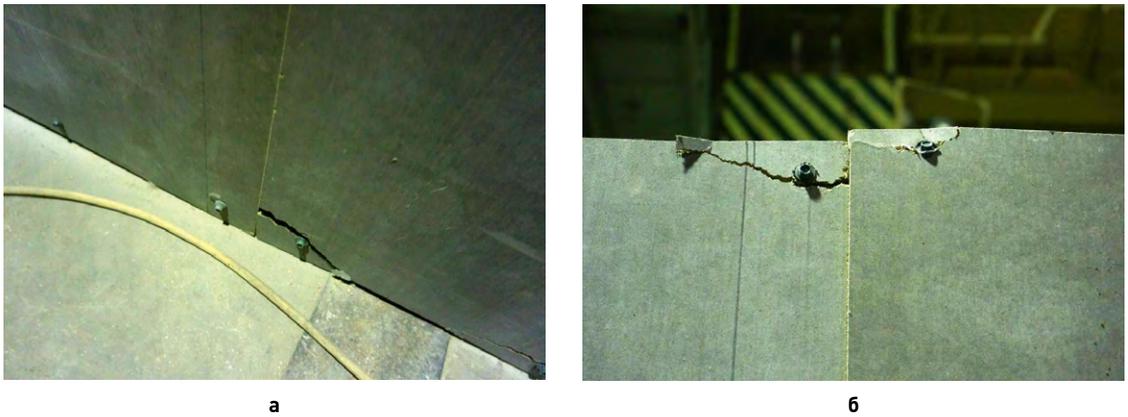
**Рис. 8.** а – Экспериментальный образец фасадной панели в процессе динамических испытаний;  
 б – общий вид силовой рамы для испытаний на перекос образца фасадной панели  
**Fig. 8.** а – Experimental sample of the facing panel during the dynamic testing;  
 б – the general view of the load frame for obliquity tests of the facing panel sample

статических и динамических испытаний фасадных панелей. Опытные образцы фасадных панелей были изготовлены из стальных холоднугнутых оцинкованных профилей с обшивками из гипсокартонных листов марки «Гургос Стронг» толщиной 12,5 мм и цементно-стружечных плит марки «Тамак» толщиной 12 мм. При проведении динамических испытаний фасадной панели возбуждение колебаний осуществлялось с помощью вибромашины ВИД-12М, установленной на специальную виброплатформу маятникового типа. Вибромашина ВИД-12М позволяет обеспечить необходимые параметры динамических воздействий на исследуемые образцы в широком диапазоне частот и инерционных нагрузок путем возбуждения механических колебаний платформы в горизонтальной и вертикальной плоскостях.

В процессе испытаний ускорение виброплатформы по данным акселерометров, установленных на ней, изменялось в интервале от 0,7 до 10,9 м/с<sup>2</sup> в горизонтальном направлении и от 0,1 до 1,6 м/с<sup>2</sup> в вертикальном направлении. Ускорения контрольных точек образцов по данным акселерометров изменялись в интервале от 0,6 до 13,4 м/с<sup>2</sup> в горизонтальном направлении и от 0,1 до 1,6 м/с<sup>2</sup> в вертикальном направлении. По результатам динамических испытаний фасадной панели механическая безопасность, конструктивная целостность и эксплуатационная пригодность системы не были нарушены.

Для оценки сдвигового сопротивления и предельных перекосов фасадных панелей были проведены испытания на сдвиговые статические нагрузки (рис. 8б). По результатам испытаний на статическую нагрузку, при достижении нагрузки  $N = 15$  кН и перемещениях торцевых стенок фасадной панели, равных ~1,4 мм, на образце фасадной панели появились первые трещины с шириной раскрытия 0,1–0,2 мм в местах крепления наружной цементно-стружечной плиты к стальному каркасу фасадной панели. При достижении нагрузки  $N = 25,35$  кН произошло разрушение наружной цементно-стружечной панели в местах ее крепления при помощи самонарезающих винтов к стальному каркасу (рис. 9). При дальнейшем нагружении образца наблюдался рост деформаций при неизменной величине нагрузки.

Специалистами ЦИСС ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко при поддержке Ассоциации развития стального строительства (АРСС) подготовлена и начата обширная программа



**Рис. 9.** Характер разрушения цементно-стружечной плиты в зоне: *а* – нижнего стыка соединения обшивок к стальному каркасу; *б* – верхнего стыка соединения обшивок к стальному каркасу

**Fig. 9.** *a* – Nature of the destruction of the cement bonded particle board in the zones of the lower; *б* – the upper joint of the sheathing joint to the steel frame

экспериментальных исследований несущих и ненесущих конструкций зданий из ЛСТК, а также их элементов для улучшения понимания и расширения знаний о сейсмическом поведении несущих и ненесущих конструкций зданий из ЛСТК при действии сейсмических нагрузок. Экспериментальные исследования предусматривают испытания различных типов конструктивных решений несущих стеновых и навесных фасадных панелей, перегородок из ЛСТК с разнообразными видами и комбинациями наружных и внутренних обшивок, а также образца двухэтажного фрагмента здания из ЛСТК на статические и динамические нагрузки, моделирующие сейсмические воздействия.

Полученные результаты могут быть использованы при разработке нормативно-технических и организационно-методических документов, в частности при подготовке изменений к СП 14.13330.2018 «СНиП II-7-81\* Строительство в сейсмических районах», в части расчета и проектирования несущих и ненесущих конструкций из ЛСТК, возводимых в сейсмоопасных регионах с расчетной сейсмичностью площадок 7–9 баллов по шкале MSK-64.

## Заключение

По результатам краткого обзора проведенных исследований можно сделать следующие ключевые выводы.

На сегодняшний день отсутствие нормативных требований к проектированию каркасов зданий из ЛСТК, возводимых в сейсмоопасных районах, сдерживает ее широкое распространение в строительстве в РФ.

Сейсмическое поведение конструкций зданий из ЛСТК характеризуется существенным снижением прочности и жесткости. На динамическую реакцию всего здания в значительной степени влияют ненесущие и ограждающие элементы и конструкции, что может привести к значительному увеличению поперечной жесткости и сопротивлению сейсмическим воздействиям здания.

Первостепенной задачей будущих исследований является преодоление разрыва между существующими нормативными документами зарубежных стран и нормативными документами России в отношении расчета и проектирования зданий из ЛСТК в сейсмоопасных районах.

## Список литературы

1. Пособие по проектированию строительных конструкций малоэтажных зданий из стальных холодногнуто-оцинкованных профилей (ЛСТК) [Электронный ресурс] / под ред. Т.В. Назмеевой. – Санкт-Петербург: Первый ИПХ, 2021. – Режим доступа: [https://steel-development.ru/images/projects/downloads/LSTK\\_Book\\_2021.pdf](https://steel-development.ru/images/projects/downloads/LSTK_Book_2021.pdf)
2. *Shakeel S.* Numerical evaluation of the behaviour factor of lightweight steel lateral force resisting systems according to FEMA P695 / *S. Shakeel, L. Fiorino, R. Landolfo* // Proceedings of the 7th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2019). – Crete, Greece, 2019. <https://doi.org/10.7712/120119.7348.20812>
3. СП 260.1325800.2016. Конструкции стальные тонкостенные из холодногнуто-оцинкованных профилей и гофрированных листов: свод правил: введ. 04.06.2017. – Москва, 2016. – 124 с.
4. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members [Electronic Resource]: AISI S100-16 / American Iron and Steel Institute (AISI). – Washington, DC, USA, 2016. – Mode of access: [https://cfsei.memberclicks.net/assets/docs/publications/aisi-standards/aisi%20s100-16%20%20s100-16-c\\_e\\_s.pdf](https://cfsei.memberclicks.net/assets/docs/publications/aisi-standards/aisi%20s100-16%20%20s100-16-c_e_s.pdf)
5. Cold-Formed Steel Structures [Electronic Resource]: Australia / New Zealand Standards AUS/NZS 4600. – Sydney, NSW, Australia, 2005. – Mode of access: <https://www.saiglobal.com/PDFTemp/Previews/OSH/as/as4000/4600/4600-2005.pdf>
6. North American Standard for Seismic Design of Cold Formed Steel Structural Systems: AISI S400-15 / American Iron and Steel Institute (AISI). – Washington, DC, USA, 2015.
7. Minimum Design Loads for Buildings and other Structures: ASCE 7-10 / American Society of Civil Engineers. – Reston, VA, USA, 2010.
8. National Building Code of Canada [Electronic Resource] / National Research Council of Canada (NRCC). – Ottawa, ON, Canada, 2005. – Mode of access: <https://nrc.canada.ca/en/certifications-evaluations-standards/codes-canada/codes-canada-publications/national-building-code-canada-2005>
9. EN 1998-1 Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings [Electronic Resource]. – European Committee for Standardization. – Brussels, Belgium, 2004. – Mode of access: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/02/en.1998.1.2004.pdf>
10. Shear wall resistance of lightgauge steel stud wall systems: Final technical report, prepared for national science foundation under grant no. R-8716-6263, Dec 1988 / S.A. Adham, V. Avanesian, G.C. Hart [et al.].
11. Shear wall resistance of lightgauge steel stud wall systems / S.A. Adham, V. Avanesian, G.C. Hart [et al.] // Earthquake Spectra. – 1990. – Vol. 6, no. 1. – P. 1–14. <https://doi.org/10.1193/1.1585555>
12. Lateral performance of cold-formed steel-framed domestic structures / E.F. Gad, C.F. Duffield, G.L. Hutchinson [et al.] // Engineering Structures. – 1999. – Vol. 21, no. 1. – P. 83–95. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)90129-2](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)90129-2)
13. Seismic response and engineering of cold-formed steel framed buildings / B.W. Schafer, D. Ayhan, J. Leng [et al.] // Structures. – 2016. – Vol. 8. – P. 197–212. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2016.05.009>
14. *Fiorino L.* Shake table tests of a full-scale two-story sheathing-braced cold-formed steel building / *L. Fiorino, V. Macillo, R. Landolfo* // Engineering Structures. – 2017. – Vol. 151. – P. 633–647. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.08.056>
15. *Campiche A.* Numerical Modelling of CFS Three-Story Strap-Braced Building under Shaking-Table Excitations. Materials 2021, 14, 118. <https://doi.org/10.3390/ma14010118>.
16. *Serrette R.* Wood structural panel to cold-formed steel shear connections with pneumatically driven knurled steel pins / *R. Serrette, D. Nolan* // Pract. Period. Struct. Des. Constr. – 2017. – Vol. 22, no. 3. – P. 04017002. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)SC.1943-5576.0000321](https://doi.org/10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000321)

17. Experimental fragility analysis of cold-formed steel-framed partition wall systems / C. Jenkins, S. Soroushian, E. Rahmanishamsi [et al.] // *Thin-Walled Structures*. – 2016. – Vol. 103. – P. 115–127. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2016.02.015>
18. Seismic performance of cold-formed steel wall systems in a full-scale building / X. Wang, E. Pantoli, T.C. Hutchinson [et al.] // *Journal of Structural Engineering*. – 2015. – Vol. 141, no. 10. – P. 04015014. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001245](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001245)
19. Seismic performance evaluation of plasterboard partitions via shake table tests / G. Magliulo, C. Petrone, V. Capozzi [et al.] // *Bulletin of Earthquake Engineering*. – 2014. – Vol. 12, no. 4. – P. 1657–1677.

## Информация об авторах / Information about the authors

**Александр Александрович Бубис**, заместитель руководителя центра исследований сейсмостойкости сооружений (ЦИСС) ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

**Aleksandr A. Bubis**, Deputy Head, Center for Research of Seismic Resistance of Structures, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

**Ильнур Разевич Гизятуллин\***, заведующий сектором расчета сооружений лаборатории сейсмостойких сооружений и инновационных методов сейсмозащиты (ЛССИМС) ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: [gizatullin1994@yandex.ru](mailto:gizatullin1994@yandex.ru)

**Il'nur R. Gizyatullin**,\* Section Leader, Section for Structure Calculation (LSIMS), Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: [gizatullin1994@yandex.ru](mailto:gizatullin1994@yandex.ru)

tel.: +7 (499) 170-10-87

**Артур Исмаилович Доттуев**, заведующий лабораторией обследования и усиления сейсмостойких конструкций (ЛОУСК) ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

**Artur I. Dottuev**, Head of Laboratory, Laboratory for Survey and Strengthening of Earthquake-Resistant Structures, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

**Татьяна Вильсовна Назмеева**, руководитель проектов Инженерного центра Ассоциации развития стального строительства, Москва

**Tat'yana V. Nazmееva**, Project Manager, Engineering Center, Association for the Development of Steel Construction, Moscow

\* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 624.014.074.421

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-110-119](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-110-119)

# ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ БЕСКАРКАСНОГО ЗДАНИЯ ИЗ ТОНКОЛИСТОВЫХ СТРУКТУРНЫХ СЕКЦИЙ

И.И. ВЕДЯКОВ, д-р техн. наук

Д.В. СОЛОВЬЕВ<sup>✉</sup>, канд. техн. наук

А.В. СМАГИН

*Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) им. В.А. Кучеренко  
АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Российская Федерация*

Легкие металлоконструкции находят широкое применение в строительной индустрии нашей страны. Перспективным направлением развития ЛМК являются быстровозводимые бескаркасные сооружения из тонколистовых структурных секций. Область применения и условия эксплуатации таких конструкций довольно обширны. В этой связи требуется разработка грамотной инженерной методики по расчету зданий с применением тонколистовых структурных секций. В статье приведена методика проведения натурного испытания фрагмента бескаркасного здания, показаны результаты усилий и деформаций экспериментальной модели. В статье представлен подход к моделированию и размерам конечных элементов для рассматриваемых профилей. Выполнен сравнительный анализ численных данных с результатами эксперимента. Результаты работы могут быть использованы для разработки рекомендаций и инженерной методики расчета аналогичных бескаркасных зданий, определения фактической схемы работы узлов и элементов рассматриваемой конструкции.

**Ключевые слова:** стальные конструкции, легкие стальные тонкостенные конструкции, бескаркасные складчатые здания и сооружения с двойным гофрированием, инженерная методика расчета, гофрирование, тонколистовые структурные конструкции, численное моделирование, соединение элементов, опорный узел, ферма покрытия, панель-оболочка, прочность элементов

**Для цитирования:** Ведяков И.И., Соловьев Д.В., Смагин А.В. Экспериментальные исследования работы бескаркасного здания из тонколистовых структурных секций // Вестник НИЦ «Строительство». 2021. Т. 31. № 4. С. 110–119. doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-110-119](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-110-119)

## **Вклад авторов**

Ведяков И.И. – научное руководство, участие в составлении итоговых выводов. Соловьев Д.В. – участие в проведении эксперимента, корректировка и сопровождение основных этапов подготовки статьи, участие в составлении итоговых выводов. Смагин А.В. – анализ экспериментальных данных, выполнение численных вычислений, сопоставление результатов численного моделирования и эксперимента.

## **Финансирование**

Исследование не имело спонсорской поддержки.

## **Конфликт интересов**

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

# EXPERIMENTAL STUDIES OF THE OPERATION OF A FRAMELESS BUILDING MADE OF THIN-GAUGE STRUCTURAL SECTIONS

I.I. VEDYAKOV, Dr. Sci. (Engineering)  
D.V. SOLOVYEV,  Cand. Sci. (Engineering)  
A.V. SMAGIN

*Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, 2nd Institut'skaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation*

Light metal structures (LMS) are widely spread in domestic construction industry. A promising direction for the development of LMS includes prefabricated shell structures made of thin-gauge structural sections. The scope and operating conditions of such structures are quite extensive. In this regard, the development of a competent engineering methodology for calculating buildings using thin-gauge structural sections is required. The present paper describes a method for a full-scale testing of a shell building fragment and provides the results of forces and deformations calculated using the experimental model. In addition, an approach to modeling and dimensioning of finite elements for the profiles under consideration is described. The comparative analysis of numerical data and experimental results is performed. The results of the study can be used both for developing recommendations and engineering methods for calculating similar shell buildings and for determining the actual operational scheme for units and elements of the considered structure.

**Keywords:** steel structures, light gauge steel framing structures, shell folded buildings and structures with double corrugation, engineering practice, corrugation, thin-gauge structures, numerical modeling, connection of elements, support node, roof truss, shell panel, strength of elements

**For citation:** Vedyakov I.I., Solov'yev D.V., Smagin A.V. Experimental studies of the operation of a frameless building made of thin-gauge structural sections. Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2021. Vol. 31. No. 4. P. 110–119 (In Russ.). doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-110-119](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-110-119)

## Author contribution statements

I.I. Vedyakov: scientific leadership, conclusions. D.V. Solov'yev: experiment, article management, conclusions. A.V. Smagin: calculations, analysis of experimental and calculation data.

## Funding

No funding support was obtained for the research.

## Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Использование легких металлоконструкций (ЛМК) приобретает все большее распространение в строительной индустрии нашей страны. Перспективным направлением развития ЛМК являются быстровозводимые бескаркасные сооружения из тонколистовых структурных секций. Применение в качестве несущих и ограждающих элементов профилированных листов из тонколистовой стали позволяет возводить здания без использования каркасной системы (колонн, балок, ферм и т. д.) с сохранением полезного объема сооружения.

К сооружениям, возводимым с использованием профилированных листов двойного гофрирования, можно отнести бескаркасные здания, изготавливаемые канадской компанией HONCO, имеются аналогичные конструкции и отечественного изготовления [1, 2].

Область применения сооружений из структурных секций достаточно велика. Их широко используют как склады, производственные помещения, выставочные комплексы, спортивные сооружения (крытый теннисный корт, бассейн, спортивный комплекс), крытые торговые



**Рис. 1.** Общие виды испытываемого фрагмента  
**Fig. 1.** General views of the tested fragment

ряды, крытые автостоянки и автосалоны, для сезонного хранения частных самолетов и яхт, коттеджи, офисы, магазины, мастерские, цехи, склады, ангары [3, 4].

Здания бескаркасного типа имеют конструкцию, отличную от традиционных конструкций каркасов. Подтвержденная методика расчета подобных конструкций отсутствует.

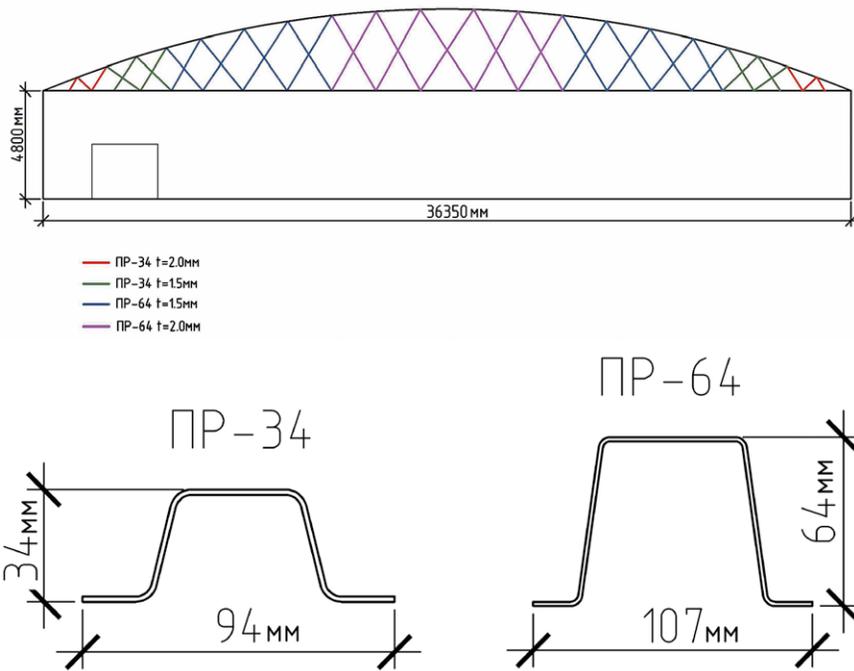
Для определения фактической работы элементов, узлов и конструкций здания в целом была разработана методика испытаний фрагмента здания размером  $36 \times 6$  м в плане в натуральную величину и совместно с Липецким технологическим университетом, с участием В.В. Зверева, выполнены экспериментальные исследования.

Фрагмент бескаркасного здания для натуральных испытаний состоит из торцевой стены, двух продольных стен и конструкций покрытия, представлен на фото на рис. 1. Высота несущих стен здания – 4,8 м. Максимальная высота конструкции – 8,678 м. В продольной стене натурального фрагмента был выполнен стандартный оконный проем размерами  $H \times L = 1800 \times 1000$  мм (рис. 1), с типовым обрамлением. В торцевой стене – воротный проем с элементами обрамления, размерами  $H \times L = 2400 \times 3000$  мм.

Основной элемент конструкции здания HONCO – стальной волнистый профилированный лист с двойным гофрированием (типовая структурная секция), шириной один метр и глубиной рифления 128 мм (рис. 2).



**Рис. 2.** Схема волнистого профилированного листа с двойным гофрированием  
**Fig. 2.** Diagram of double-corrugated sheet



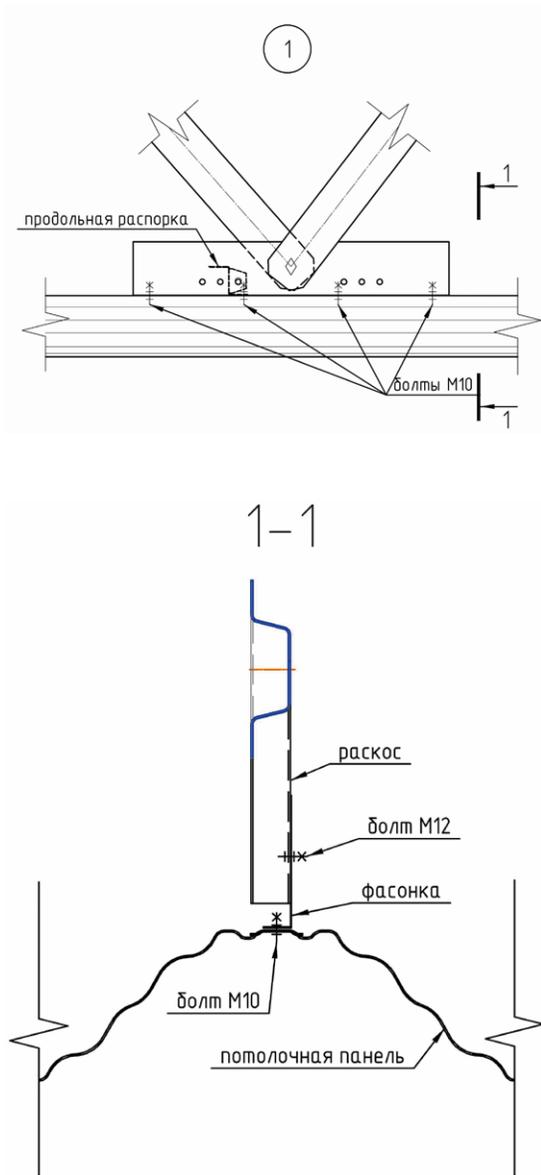
**Рис. 3.** Профили раскосной решетки покрытия  
**Fig. 3.** Profiles of the plating diagonal web

Соединения структурных элементов стенового ограждения выполняются на болтах М10. В нижней части стеновые секции на болтах крепятся к специальным штампованным опорным деталям, повторяющим геометрию стенового профиля. Раскосная решетка здания выполняется из типовых гнутых профилей толщиной 1,5 и 2,0 мм, схема раскосной решетки натурального фрагмента представлена на рис. 3. Раскосы покрытия крепятся к потолочным и кровельным секциям через Г-образные фасонки на болтах М12 (рис. 4). В местах пересечения раскосов также устанавливаются болты М12. Пространственная жесткость здания в целом обеспечивается продольными и торцевыми стеновыми конструкциями и покрытием, являющимся одновременно горизонтальной диафрагмой жесткости.

Для имитации вертикальной нагрузки от веса снега при испытании использовались мешки с песком, равномерно укладываемые по поверхности кровли. Вес поддонов с мешками контролировался при каждом подъеме с помощью электронных весов, подвешенных на крюке крана.

Для приложения горизонтальной ветровой и сосредоточенной нагрузок были изготовлены две специальные опорные рамы. Нагрузка прикладывалась с «наветренной» и «подветренной» стороны. На каждой продольной стене устанавливались по три горизонтальных, специально изготовленных ригеля, повторяющих форму стеновых панелей, к которым в трех точках (по концам и в середине) прикладывалась нагрузка через систему блоков.

В связи с тем что крайние панели продольных стен не были закреплены торцевой стеной, вертикальную нагрузку прикладывали на 5 м длины покрытия.



**Рис. 4.** Соединения элементов раскосной решетки покрытия

**Fig. 4.** Connections of plating diagonal web elements

геометрии и соответствующая ей приведенная жесткость не соответствуют результатам, полученным в ходе натурных испытаний. Сходимость результатов численных и экспериментальных исследований фактически отсутствовала.

Следующим этапом работы была оптимизация геометрии стенового и кровельного профиля: были сглажены острые углы конечных элементов оболочек, повторена общая геометрия профиля, приведенная жесткость сечения также была откорректирована в соответствии с новыми параметрами сечения, при этом мелкая гофра профиля также не была

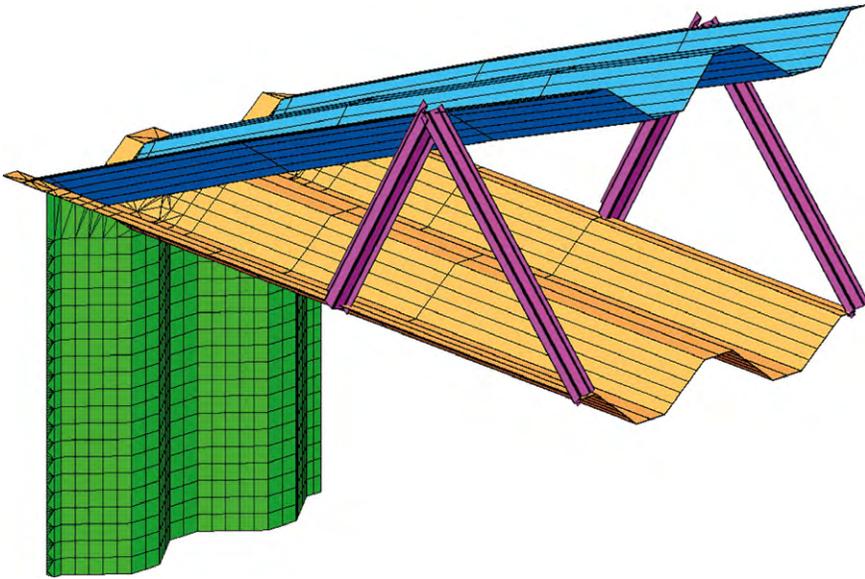
В характерных точках конструкции в соответствии с программой испытаний устанавливались тензодатчики. На каждом этапе испытаний конструкции были выполнены контрольные замеры напряженно-деформированного состояния.

Для получения теоретического обоснования работы сооружения в целом и ее отдельных узлов было выполнено численное исследование напряженно-деформированного состояния конструкции при различных стадиях и условиях нагружения. Расчетная модель формировалась в нелинейной постановке с использованием специальных КЭ, реализованных в программном комплексе ЛИРА-САПР.

Граничные условия в зоне крепления к фундаментной балке были приняты шарнирными. В зоне сопряжения стеновых панелей к кровельным также принято жесткое сопряжение.

На первом этапе моделирования в расчетной схеме была использована приведенная жесткость стеновых и кровельных несущих элементов сооружения. За основу была выбрана трапециевидная форма профилированного листа, замоделированная по характерным точкам поперечного сечения листа с двойным гофрированием без учета вторичного гофрирования (рис. 5).

Приведенная жесткость панели соответствовала изгибным и жесткостным характеристикам реального сечения, используемого в экспериментальном здании. Разбиение конечно-элементной сетки было в пределах  $100 \times 100$  мм. При этом анализ результатов нелинейного расчета показал, что такой тип

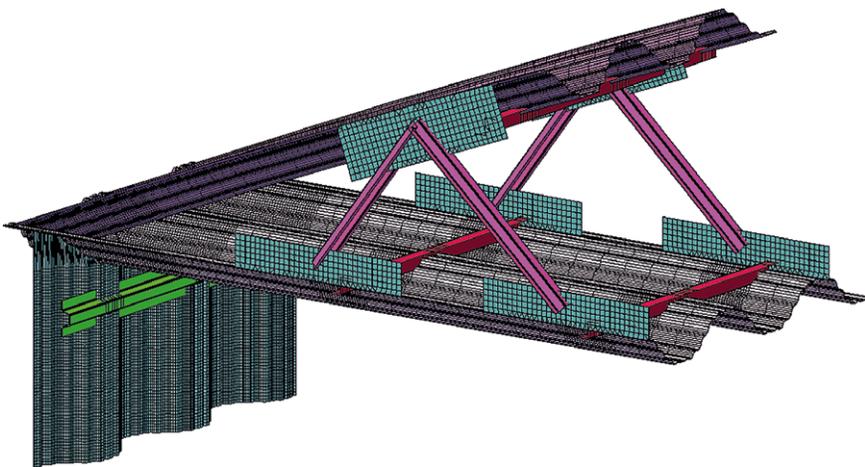


**Рис. 5.** Фрагмент расчетной модели испытываемого сооружения с приведенными геометрическими характеристиками

**Fig. 5.** Calculated model fragment of the tested structure with reduced geometric characteristics

замоделирована. Но и эти расчеты не дали нужной сходимости с результатами натурного эксперимента.

В результате итерационного процесса создания расчетной модели геометрия профиля в численной модели была выполнена максимально повторяющей фактическую геометрию профиля, а также с параметрами, отражающими реальную жесткость секций с двойным гофрированием (рис. 6).



**Рис. 6.** Фрагмент расчетной модели испытываемого сооружения с фактическими геометрическими параметрами

**Fig. 6.** Calculated model fragment of the tested structure with actual geometric parameters

Стяжение конечно-элементной сетки составило в среднем  $10 \times 10$  мм в стеновых панелях и поясах фермы в зонах примыкания раскосной решетки к верхним и нижним панелям полигональной фермы, в остальных зонах поясов ферм сетка не такая густая и составляет в среднем  $10 \times 100$  мм.

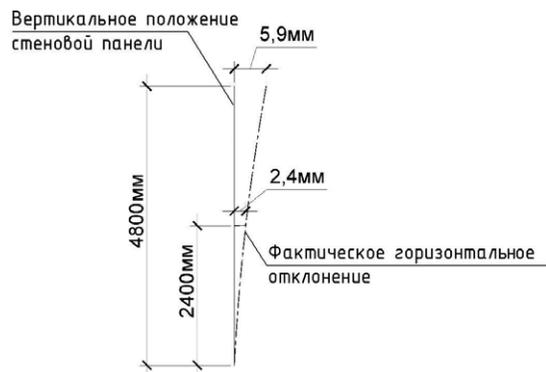


Рис. 7. Деформации стеновой панели, полученные в ходе эксперимента

Fig. 7. Experimentally obtained deformations of the wall panel

Нелинейное нагружение I  
Мозаика перемещений по Y(G)  
Единицы измерения - мм

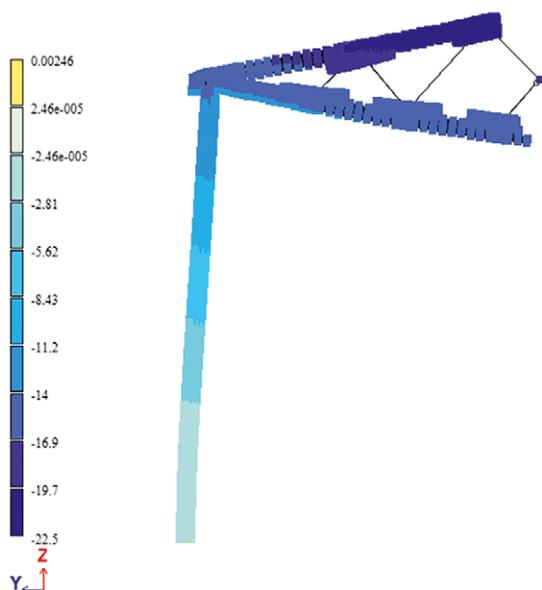


Рис. 8. Деформации стеновой панели по результатам численного моделирования

Fig. 8. Deformations of the wall panel according to numerical modeling results

В численной модели были учтены следующие нагружения, выполненные при натурном эксперименте:

- действие комбинированной нагрузки: горизонтальной –  $73 \text{ кг/м}^2$  и вертикальной –  $320 \text{ кг/м}^2$ ;
- равномерно-распределенная вертикальная нагрузка –  $400 \text{ кг/м}^2$ , приложенная по всей поверхности покрытия.

В результате выполненного расчета конструкции был выполнен сравнительный анализ экспериментальных распределений напряжений в элементах конструкции с расчетными значениями, полученными в численной модели.

В ходе анализа были рассмотрены характерные зоны конструкций, в частности опорный узел покрытия здания и участок стеновой секции.

Выборочные результаты численного моделирования и натурного эксперимента приведены ниже.

На рис. 7, 8 представлено сравнение перемещений при испытании и численном моделировании на действие комбинированной нагрузки: ветровой –  $73 \text{ кг/м}^2$  и вертикальной снеговой –  $320 \text{ кг/м}^2$ .

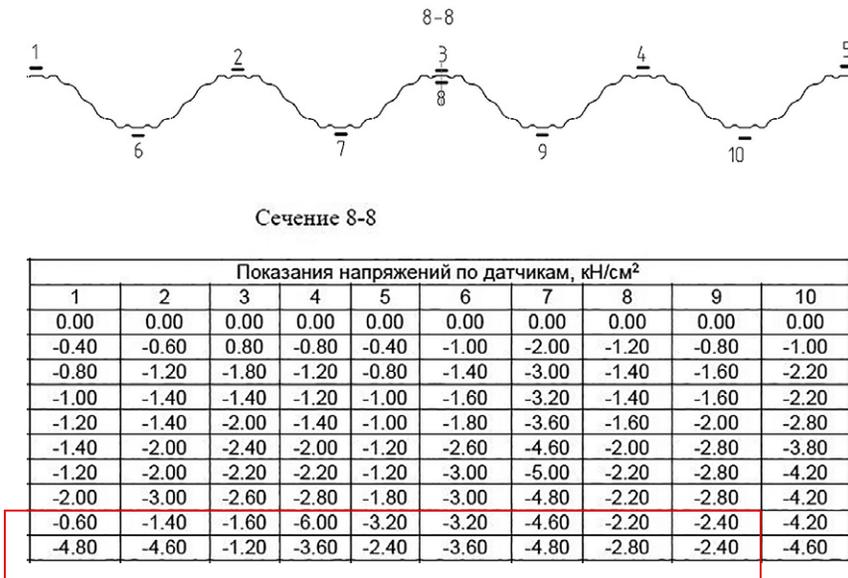
Качественный характер деформаций в обоих случаях одинаковый. При этом было выявлено, что перемещения в расчетной схеме значительно выше, чем при натуральных испытаниях: фактическое горизонтальное отклонение составило порядка 6 мм в натурном эксперименте и 15 мм при численном моделировании.

Такое расхождение может быть обусловлено тем, что узел сопряжения несущих стеновых панелей с покрытием в реальной конструкции обладает определенной жесткостью из-за совместной работы дополнительных

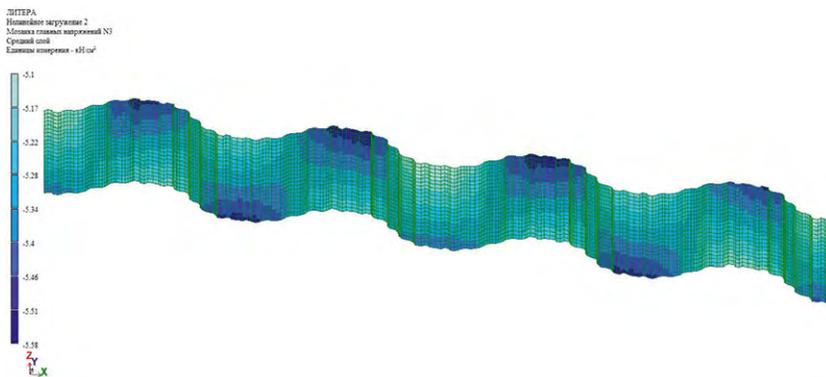
стыковых узловых элементов. Также следует отметить, что граничные условия в численной модели не учитывают реальную жесткость заделки в зоне сопряжения стеновых панелей с фундаментной балкой.

На рис. 9 представлены напряжения в стеновой панели на расстоянии 2,8 м от уровня фундаментной балки, полученные в результате натурального эксперимента. Указанные напряжения соответствуют испытанию равномерно-распределенной вертикальной нагрузкой 400 кг/м<sup>2</sup>, приложенной по всей поверхности покрытия.

На рис. 10 представлены напряжения в стеновой панели на расстоянии 2,8 м от уровня фундамента, полученные в результате численного моделирования. Полученные результаты имеют сходимость с экспериментальными данными 10–12 %.

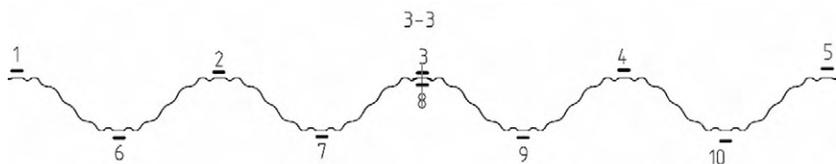


**Рис. 9.** Напряжения в стеновой панели, полученные в ходе эксперимента  
**Fig. 9.** Experimentally obtained stresses in the wall panel



**Рис. 10.** Напряжения в стеновой панели по результатам численного моделирования  
**Fig. 10.** Stresses in the wall panel according to numerical modeling results

На рис. 11, 12 представлены напряжения в кровельной панели в середине пролета сооружения. Характер и численные значения напряжений в элементах этой зоны также имеют удовлетворительную сходимость с результатами испытаний.



Сечение 3-3

Показания напряжений по датчикам, кН/см <sup>2</sup>									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0	-	0	0	0	0	0	0	0
-4.6	-4.8	-	-3.8	-2.4	1.4	-0.8	-3.4	-0.6	0.6
-5	-5.2	-	-3.6	-2.4	-1.4	-3	-4.2	-3	-2.4
-4.4	-5	-	-3.2	-2.2	-1	-2.8	-4	-2.8	-1.6
-4.2	-4.6	-	-3.2	-0.8	-1	-2.8	-2.8	-3	-2
-4.2	-4.6	-	-3.2	-2	-0.8	-2	-3.8	-2.4	-0.6
-5.8	-5.8	-	-4.6	-3.2	-4.2	-6.4	-5.6	-6.6	-5.2
-7	-9	-	-6.2	-5.2	-6.2	-8.2	-7.4	-8.8	-6.6
-7	-9.2	-	-6	-4.6	-6.4	-8.4	-7.4	-8.6	-6.6
-6.8	-9	-	-6.2	-6	-6.6	-8.6	-8.2	-9.4	-7.6
-7	-9.6	-	-7.2	-6.4	-7.2	-9.2	-8.4	-10	-7.6
-7	-10.4	-	-6.8	-6.4	-7.4	-9.4	-8.4	-10	-7.6
-6.4	-9	-	-6	-6	-7	-9.4	-8.2	-10	-7.4
-9	-12.6	-	-8.8	-8.4	-5.4	-8.4	-10.8	-9.4	-7.2
-9	-14.2	-	-9.4	-8.8	-7	-9.8	-12	-11.4	-9.2
-5.2	-10.8	-	-8.2	-8.4	-4.6	-7.8	-8.8	-9.2	-6.8

Рис. 11. Напряжения в кровельной панели, полученные в ходе эксперимента  
 Fig. 11. Experimentally obtained stresses in the roof panel

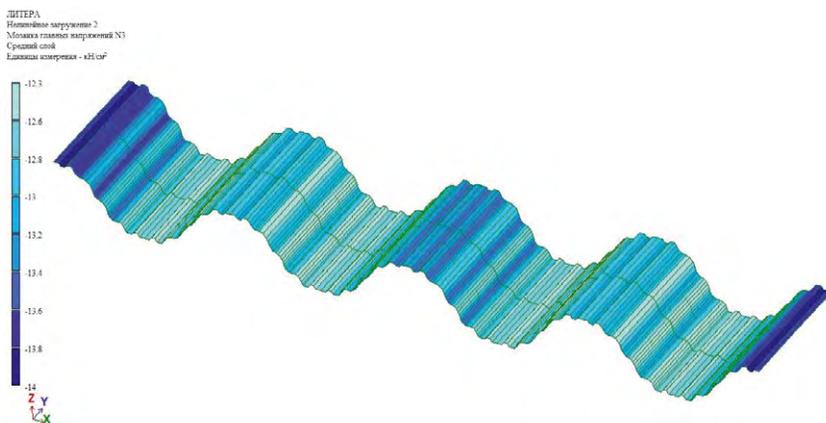


Рис. 12. Напряжения в кровельной панели по результатам численного моделирования  
 Fig. 12. Stresses in the roof panel according to numerical modeling results

С учетом представленных выше результатов испытаний можно заключить, что современные расчетные комплексы типа ЛИРА-САПР позволяют получать удовлетворительные результаты численных расчетов для сложных обсуждаемых моделей.

На основании проведенной работы получен большой объем экспериментальных данных, характеризующих характер работы элементов и узлов под нагрузкой, определен подход к моделированию и размерам конечных элементов для рассматриваемых профилей. Выполнен сравнительный анализ численных данных с результатами эксперимента, установлена их удовлетворительная сходимость.

Полученные результаты могут быть использованы для разработки рекомендаций и инженерной методики расчета бескаркасного здания, определения фактической схемы работы узлов и элементов рассматриваемой конструкции.

### Список литературы

1. *Ведяков И.И.* Новые типы бескаркасных зданий и перспективы их развития / И.И. Ведяков, Д.В. Соловьев, М.Ю. Арменский // Промышленное и гражданское строительство. – 2009. – № 10. – С. 27–29.
2. Развитие зданий из холодногнутой профилей / И.И. Ведяков, Д.В. Соловьев, А.И. Коваленко [и др.] // Вестник НИЦ Строительство. – 2018 – № 3. – 125–136 с.
3. *Прицкер А.Я.* Бескаркасные складчатые конструкции / А.Я. Прицкер, В.А. Аденский, М.С. Фридман. – Киев: Будівельник, 1991. – 88 с.
4. *Еремеев П.Г.* К проектированию бескаркасных конструкций арочных сводов из холодногнутой тонколистовых стальных профилей / П.Г. Еремеев, Д.Б. Киселев // Монтажные и спец. работы в стр.-ве. – 2004. – № 7. – С. 2–3.

### Информация об авторах / Information about the authors

**Иван Иванович Ведяков**, д-р техн. наук, профессор, директор ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

**Ivan I. Vedyakov**, Dr. Sci. (Engineering), Prof., Director, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

**Дмитрий Валерьевич Соловьев\***, канд. техн. наук, заведующий лабораторией большепролетных металлических конструкций и сертификации ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: DVSolov@yandex.ru  
тел.: +7 (903) 107-03-47

**Dmitrii V. Solovyev**,\* Cand. Sci. (Engineering), Head of Laboratory, Laboratory of Large-Span Metal Structures and Certification, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: DVSolov@yandex.ru  
tel.: +7 (903) 107-03-47

**Алексей Владимирович Смагин**, инженер лаборатории большепролетных металлических конструкций и сертификации ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

**Aleksei V. Smagin**, Engineer, Laboratory of Large-Span Metal Structures and Certification, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

\* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 699.841; 693.554

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-120-133](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-120-133)

# STRENGTHENING OF BUILDING STRUCTURES OF HISTORICAL MASONRY BUILDINGS IN SYRIA WITH CARBON FIBER REINFORCED POLYMER (CFRP) RODS AND STAINLESS STEEL HELICAL RODS

Z.A. ALDREBI

*Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, Moskovsky Ave., 9, Saint Petersburg, 190031, Russian Federation*

The article presents the most innovative methods of strengthening and (or) seismic strengthening of masonry for use in historical buildings that are of architectural value, for example, in old mosques in Syria, which are architectural monuments. These methods are designed to protect such buildings, many of which are of architectural and cultural value and are on the UNESCO World Heritage List, from cracks of various sizes and directions and from the negative effects of earthquakes that can occur at any time. Carbon fiber reinforced polymer rods (CFRP) rods and stainless steel helical rods are considered. Two mosques in Syria are briefly described as examples of historical masonry buildings, which are architectural monuments and objects of cultural heritage. In the end conclusions are drawn.

**Keywords:** architectural monuments of Syria, building structures, earthquake, seismic strengthening, seismic resistance, crack, strengthening, carbon fiber reinforced polymer (CFRP) rods, stainless steel helical rods, NSM FRP technique

**For citation:** Aldrebi Z.A. Strengthening of building structures of historical masonry buildings in Syria with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) rods and stainless steel helical rods. Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2021. Vol. 31. No. 4. P. 120–133. doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-120-133](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-120-133)

## Funding

No funding support was obtained for the research.

## Conflict of interest

The author declares no conflict of interest.

# УСИЛЕНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИСТОРИЧЕСКИХ КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ СИРИИ СТЕРЖНЯМИ ИЗ УГЛЕПОЛИМЕРА И СПИРАЛЬНЫМИ СТЕРЖНЯМИ ИЗ НЕРЖАВЕЮЩЕЙ СТАЛИ

З.А. АЛЬДРЕБИ

*ФГБОУ ВО «Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I», Московский пр., д. 9, Санкт-Петербург, 190031, Российская Федерация*

В статье приведены наиболее инновационные методы усиления и (или) сейсмоусиления каменной кладки для использования в исторических зданиях, которые представляют архитектурную ценность,

например, в старых мечетях в Сирии, которые являются памятниками архитектуры. Эти методы призваны защитить такие здания, многие из которых имеют архитектурную и культурную ценность и входят в список Всемирного наследия ЮНЕСКО, от трещин различных размеров и направлений и от негативных воздействий землетрясений, которые могут произойти в любой момент. Рассмотрены стержни из углеполимера и спиральные стержни из нержавеющей стали. Кратко описаны в качестве примера исторических каменных зданий две мечети в Сирии, которые являются памятниками архитектуры и объектами культурного наследия. В конце сделаны выводы.

**Ключевые слова:** памятники архитектуры Сирии, строительные конструкции, землетрясение, сейсмоусиление, сейсмостойкость, трещина, усиление, стержни из углеполимера, спиральные стержни из нержавеющей стали, техника усиления установкой у поверхности стержней из углеполимера

**Для цитирования:** Альдреби З.А. Усиление строительных конструкций исторических каменных зданий Сирии стержнями из углеполимера и спиральными стержнями из нержавеющей стали // Вестник НИЦ «Строительство». 2021. Т. 31. № 4. С. 120–133. doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-120-133](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-120-133)

#### **Финансирование**

Исследование не имело спонсорской поддержки.

#### **Конфликт интересов**

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

## **Introduction**

Existing historical buildings, built of masonry, some of which are architectural monuments, are located in different countries for example Russia, Italy, Greece, Spain, and Syria [1–4]. Architectural monuments in Syria such as mosques, churches and temples are an important part of the architectural and cultural heritage of humankind. They are susceptible to various negative environmental influences, including earthquakes that have occurred in this country for centuries [5–7].

For strengthening and (or) seismic strengthening of buildings and structures, there are traditional methods, that is, without changing the dynamic scheme and non-traditional methods that involve changing the dynamic scheme. This article discusses only traditional methods, but with one caveat that they are innovative [6].

It is worth noting that similar buildings and structures are common all over the world, therefore, the approaches to strengthening given in this article are suitable for use everywhere in them. These historical buildings and structures were usually built of unreinforced masonry, so they are vulnerable to earthquakes and other natural and unnatural disasters [5–7].

Buildings with unreinforced stone walls are structures characterized by inadequate earthquake [8–9] behavior due to their low ductility and low energy dissipation capacity. Consequently, these structures are very vulnerable to this kind of natural phenomena and can face sudden failures that can even lead to their complete destruction.

This was observed during previous earthquakes, such as the earthquakes in Tashkent, in the USSR with a magnitude of 5.2, in 1966; in Los Angeles, USA, in 1994 with a magnitude of 6.7; in Mexico, in 2003 with a magnitude of 7.6; in Chile in 2010 with a magnitude of 8.8 and others.



**Fig. 1.** Carbon fiber-reinforced polymer (CFRP) rods  
**Рис. 1.** Стержни из углеполимера

## Methods

One of the innovative traditional methods of strengthening and (or) seismic strengthening of buildings and structures is carbon fiber reinforced plastics (CFRP), which are polymer composite reinforced with carbon fiber materials, and are known as an alternative to the traditional steel rods for reinforcement of masonry and other building structures. They are lightweight and resistant to corrosion, as well as high tensile strength and high modulus of elasticity. These polymers are available in a variety of forms, including sheets, fabrics, and reinforcing bars (Fig. 1).

Numerous studies have shown that FRP systems are effective in increasing the shear and flexural strength of stone walls subjected to in-plane loads. The structural performance of a FRP-reinforced stone wall depends on the configuration of the reinforcement.

In recent years, external reinforcement of stone walls with composite strips and rods has become more common in many countries.

However, in different countries, there was a distrust of composite materials, which led to not considering such materials as an alternative to traditional reinforcement, and there is still little research on this issue. Therefore, this research in the article aims to contribute to the study of the behavior of these innovative materials so that they can be considered as external reinforcement for stone walls.

Another type of reinforcement is stainless steel screw (helical) rods (Fig. 2, *a*) and wires (Fig. 2, *b*), which can not only be used as a reinforcement for masonry joints similar to CFRP rods, but also use them as anchors for arched lintels, fastening corner walls to each other.



**a**



**b**

**Fig. 2.** Stainless steel helical rods and wire: *a* – stainless steel helical rods; *b* – stainless steel helical wire  
**Рис. 2.** Спиральные стержни и проволоки из нержавеющей стали: *a* – спиральные стержни из нержавеющей стали; *b* – спиральная проволока из нержавеющей стали

Severe damage or total loss of cultural heritage sites as a result of strong earthquakes has occurred throughout the history of mankind. These unexpected and inevitable events demonstrated that masonry buildings and structures are one of the most vulnerable types of structures that can be severely damaged or collapsed. Their protection is a matter of great concern to the scientific community. This concern mainly arises from the observed damage after each major earthquake, as well as the need and interest in preserving them. Therefore, the seismic resistance of buildings and structures is an important element of the preservation of such objects [5–10].

The technical characteristics of stainless steel helical rods and carbon fiber-reinforced polymer (CFRP) rods are shown in Tables 1 and 2.

Table 1

### Technical characteristics of stainless steel helical rods

Таблица 1

### Технические характеристики спиральных стержней из нержавеющей стали

Technical characteristics			
Nominal diameter, mm	6	8	10
Number of turns, pcs	2	2	2
Step of turns mm	25	30	50
Weight, kg / l.m.	0,067	0,079	0,011
Cross-sectional area, mm <sup>2</sup>	8	10	13
Core width, mm	3,19	3,57	4,07
Section perimeter, mm	10,02	11,22	12,79
Tensile strength/ yield point, kN	7,2/6,0	8,8/7,5	10,7/8,3
Elastic modulus, GPa	156	148	146

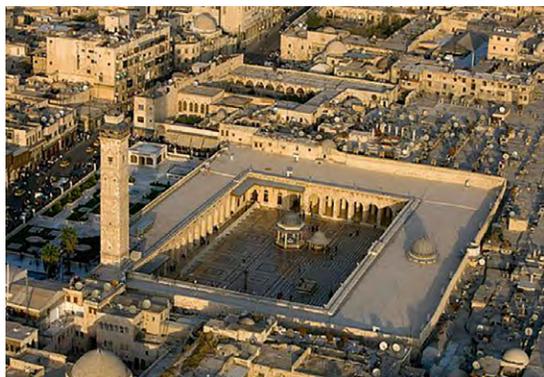
Table 2

### Technical characteristics of carbon fiber-reinforced polymer (CFRP) rods

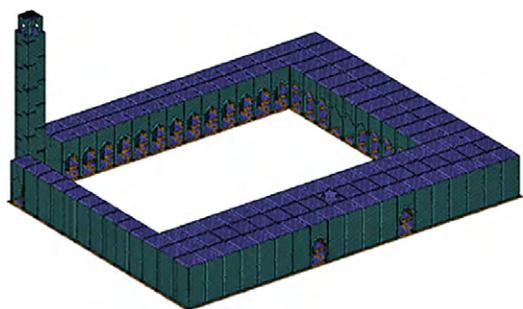
Таблица 2

### Технические характеристики стержней из углеполимера

Technical characteristics						
Diameter, mm	3	4	6	8	10	12
Cross-sectional area, mm <sup>2</sup>	7	12	28	50	73	103
Density (g /cm <sup>3</sup> )	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,1
Weight (g /m)	18	32	51	98	150	210
Ultimate tensile strength, MPa	1900	1500	1280	1080	980	870
Elastic modulus, GPa	> 40	> 40	> 40	> 40	> 40	> 40



**Fig. 3.** Great Mosque of Aleppo, Syria  
**Рис. 3.** Великая мечеть в г. Алеппо, Сирия



**Fig. 4.** Design model of the Great Mosque of Aleppo (condition after restoration)  
**Рис. 4.** Расчетная модель Великой мечети в г. Алеппо, Сирия (состояние после реставрации)

### Historical masonry buildings

Striking examples of historical buildings, built of masonry and at the same time being masterpieces, and monuments of architecture are the Great Mosque in Aleppo and the Al-Adiliya Mosque in Aleppo in Syria.

The Great Mosque of Aleppo City is one of the largest and oldest Muslim buildings of religious significance in Syria (Fig. 3, 4). The building began to be built in 715. The plan of the Great Mosque is rectangular with a rectangular courtyard; its dimensions are  $105 \times 78$  m. On the northwest side, there is a rectangular minaret with dimensions at the base of  $4.85 \times 4.85$  m. Galleries, columns and arches surround the courtyard. Past earthquakes and hostilities damaged the building structures of the Great Mosque of Aleppo and led to the formation of various cracks and other damage (Fig. 5). The minaret collapsed in 2013. The building was included in the UNESCO World Heritage List in 1986 [1–7, 10]. The author proposes the restoration (Fig.4) of this building using, among other things, the rods described above.

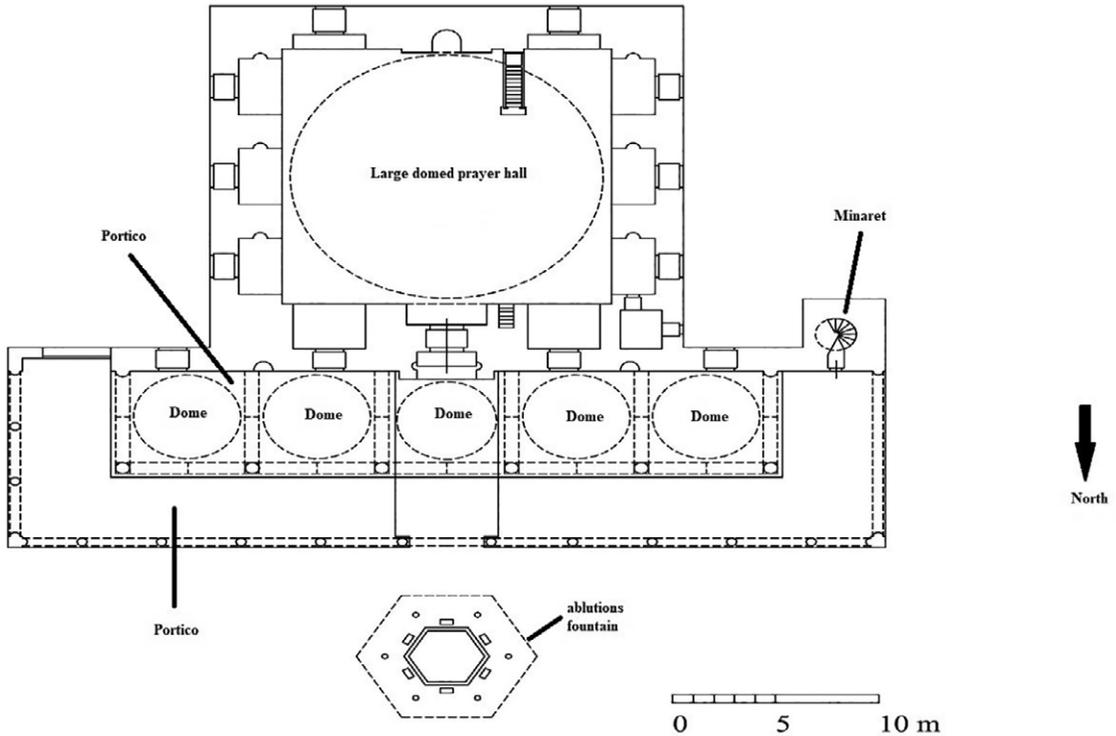
The Al-Adiliya Mosque is located in the old part of the city of Aleppo in Syria (Fig. 6), the



**Fig. 5.** Damage to the building of the Great mosque in Aleppo, Syria as a result of hostilities  
**Рис. 5.** Повреждения в здании Великой мечети в г. Алеппо, Сирия, в результате военных действий

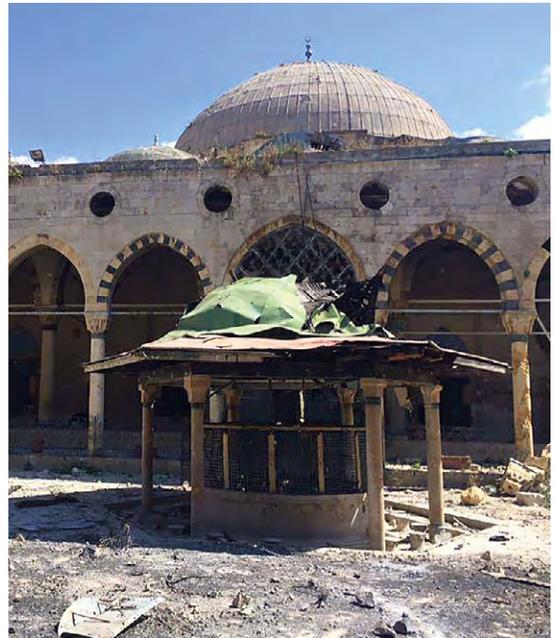


**Fig. 6.** Al-Adiliyah Mosque in Aleppo, Syria  
**Рис. 6.** Мечеть Аль-Адилиа в г. Алеппо, Сирия



**Fig. 7.** The plan of Al-Adiliyah Mosque in Aleppo, Syria  
**Рис. 7.** План мечети Аль-Адилия в г. Алеппо, Сирия

beginning of its construction in 1557; the building is built of masonry. Its plan is square; each side is about 15.6 m long (Fig. 7). The building has galleries, columns and arches. The mosque has a rectangular courtyard with two east and west entrances. In the courtyard, there is a domed fountain for ablution of believers. In the west of the mosque there is a cylindrical minaret with a height of about 40 m. The mosque was built in the Ottoman style of architecture. It has one large spherical dome and five small ones. The building of the mosque was damaged (Fig. 8) by past earthquakes and hostilities [1–7, 10].



**Fig. 8.** Damage to the building of the Al-Adiliyah mosque in Aleppo, Syria as a result of hostilities

**Рис. 8.** Повреждения в здании мечети Аль-Адилия в г. Алеппо в результате военных действий, Сирия

## **Masonry reinforcement technology**

The technology consists in using screw (helical) rods made of stainless steel. This method is a modern and effective way to strengthening the masonry against cracks. It has recently been used in Europe to strengthen masonry when cracks appear [11, 12].

The tensile strength of the material of such rods is twice that of conventional reinforcement.

Stainless steel helical rods have a small diameter, therefore, when using them, small grooves and holes are required, which in turn almost does not affect the strength of the structure being repaired and does not require a large consumption of mortar for the joints.

Instead of stainless steel helical rods (bars) to strengthen masonry, including damaged ones, you can use carbon fiber reinforced polymer (CFRP) rods, which are composite material that is more resistant to corrosion than stainless steel. This reinforcement method is called Near Surface Mounted (NSM) FRP Technique or NSM Technique [13, 14].

## **Technology “Stitching Cracked Walls”**

The installation of the rods is carried out as follows:

- using a circular saw, cut the groove in the most horizontal mortar seam of the masonry, (it is also allowed to cut the groove outside the horizontal mortar joint of the masonry, that is, in the masonry material itself);
- the depth of the groove is about 60 mm (or half of a stone brick), its minimum width is 10 mm;
- the groove should be cleaned with water and dried with compressed air, followed by the injection of a binder solution into the groove with a pistol;
- then the rod is mounted in the groove;
- a binder solution is pumped over the rod to fix it and the finishing work is carried out (Fig. 9). Such technology called “Stitching Cracked Walls” in Europe.

## **Strengthening masonry in the presence of cracks**

Follow the same steps listed earlier.

The rod is installed so that it spans 500 mm on each side cracks (Fig. 10).

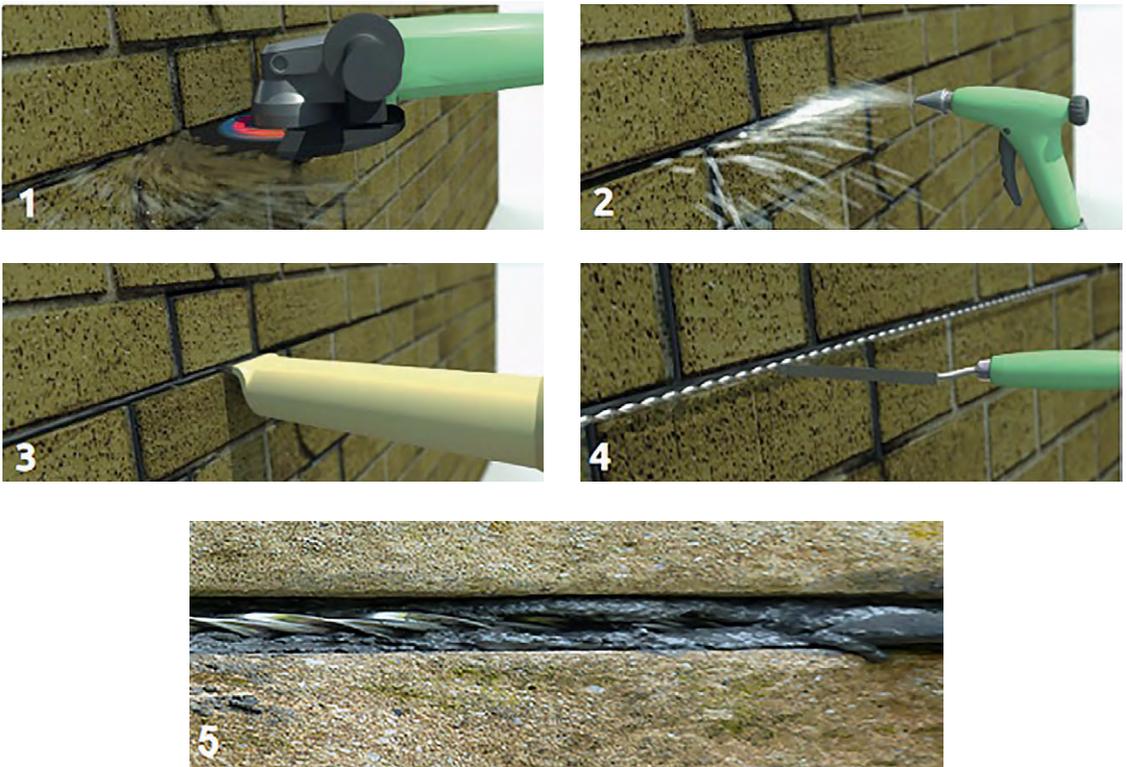
Injection of cracks with mortar is carried out, then finishing works and painting are carried out if necessary.

## **Strengthening and anchoring lintels in the presence of cracks**

It is carried out with the help of stainless steel screw rods (helical bars) which are screwed into the pre-prepared holes in the body of regular and arched lintels (Figs. 11, 12).

## **Strengthening and anchoring of stone facades in the presence of cracks**

Stainless steel helical rods are screwed into pre-prepared holes in the body of the facade masonry (Fig. 13).

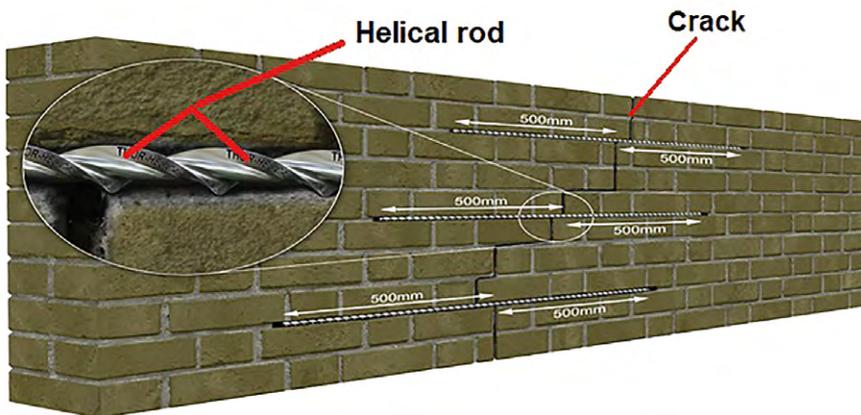


**Fig. 9.** Cracked wall repair technology called “Stitching Cracked Walls” in Europe

1 – cut a groove in the seam between the stones; 2 – cleaning the groove with water and compressed air; 3 – injection of a special binder solution to a depth of about 1 cm deep into the groove; 4 – installation of the rod deep into the groove and sealing the seam with a spatula with the same mortar; 5 – sealing the crack by injecting mortar

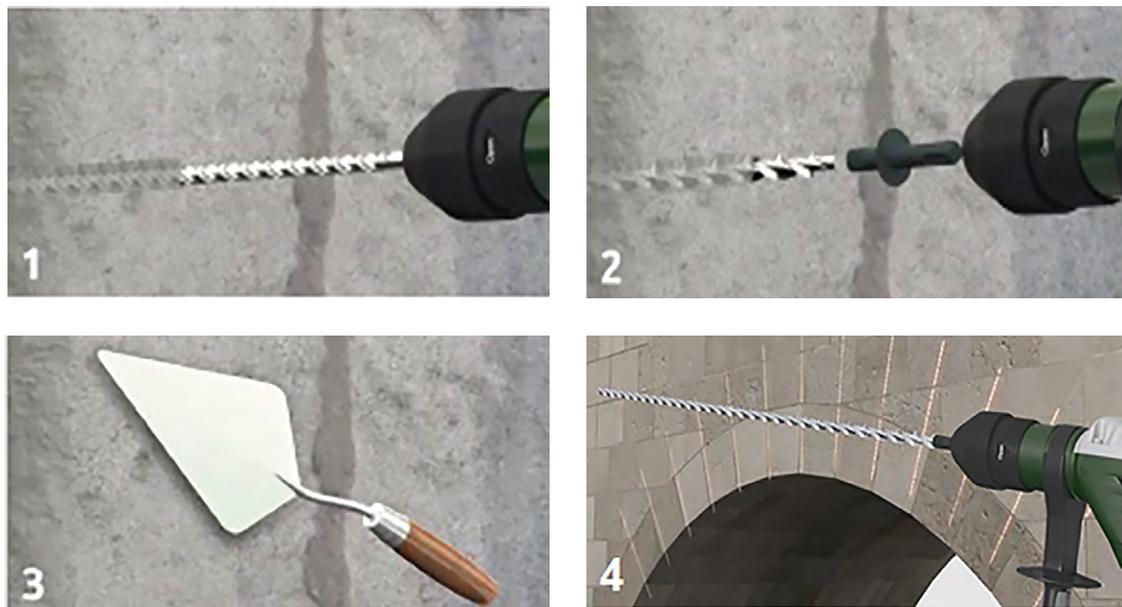
**Рис. 9.** Технология ремонта стен с трещинами, называемая в Европе «зашивка потрескавшихся стен»:

1 – прорезание канавки в шве между камнями; 2 – очистка канавки водой и сжатым воздухом; 3 – впрыскивание специального вяжущего раствора на глубину около 1 см вглубь канавки; 4 – установка стержня вглубь канавки и заделка шва шпателем тем же раствором; 5 – заделка трещины с помощью инъецирования раствора

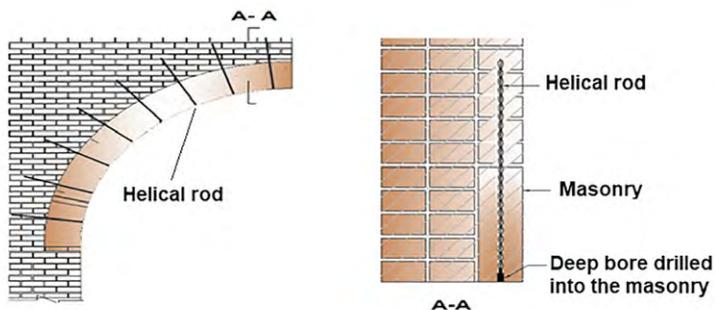


**Fig. 10.** Strengthening masonry in the presence of cracks

**Рис. 10.** Усиление кладки при наличии трещин



**Fig. 11.** Anchorage of arch lintels: 1 – drill masonry; 2 – installation of stainless steel helical rod; 3 – sealing the drilling site; 4 – the final view of the arched lintel with the rods installed  
**Рис. 11.** Анкеровка арочных перемычек: 1 – просверливание кладки; 2 – установка спирального стержня из нержавеющей стали; 3 – заделка места сверления; 4 – окончательный вид арочной перемычки с установленными стержнями



**Fig. 12.** Sectional view of anchorage of arched lintels  
**Рис. 12.** Анкеровка арочных перемычек в разрезе



**Fig. 13.** Anchorage of the facade masonry  
**Рис. 13.** Анкеровка каменных фасадов

## Strengthening and anchoring corner walls in the presence of cracks

To strengthen the corners of the walls (stitching cracks at corner), you can use a stainless steel wire bent in the shape of right angle (Fig. 14).

It is carried out with the help of stainless steel screw rods that are screwed into pre-prepared holes in the body of the wall masonry (Fig. 15).

Such helical rods are produced in various European countries. For example, in Russia they are produced by company GYDROZO. They are available in diameters of 5, 6, 7, 8 and 9 mm, in standard lengths of 1 and 2 m.

The carbon fiber reinforced polymer (CFRP) rods are produced, for example, by the Swiss company Sika.



**Fig. 14.** Reinforcement of corner walls in the presence of cracks

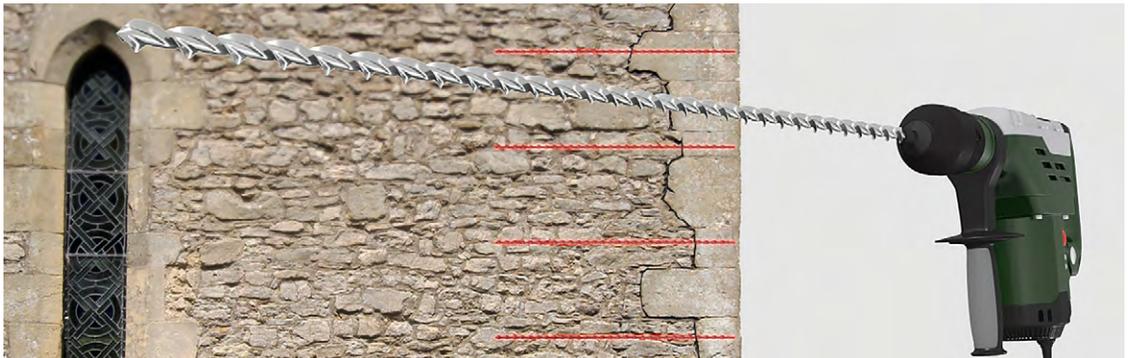
**Рис. 14.** Усиление угловых стен при наличии трещин

## Calculation algorithm

The helical rods and carbon fiber reinforced polymer (CFRP) rods are used to absorb tensile forces that exceed acceptable values, which affects the formation and development of cracks in masonry [15–19].

To calculate the reinforcement of masonry with these kinds of rods, a number of tasks should be performed:

- determine the bearing capacity of the masonry of the building structures of the reinforced building;
- highlight weak zones and load values that exceed the design stresses;
- determine the direction of action of the loads;
- calculate the number of rods that are required to accommodate the excess loads [15].



**Fig. 15.** Anchorage of corner walls  
**Рис. 15.** Анкеровка угловых стен

The method of calculating masonry building structures, reinforced with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) rods, or stainless steel helical rods under central compression is based on calculation methods from SP.15.13330.2012 «Stone and reinforced stone structures» [16], that is, to calculate the elements of stone building structures under central compression [20], reinforced with external rods, made of CFRP or helical rods made of stainless steel, according to the formula:

$$N \leq m_g \cdot m_k \cdot \varphi \cdot R_{rf} \cdot A, \quad (1)$$

where

$N$  – calculated longitudinal force;

$m_g$  – the coefficient, taking into account the effect of a long load;

$m_k$  – the coefficient of masonry working conditions ( $m_k = 1$  for masonry without damage,  $m_k = 0,7$  with damage);

$\varphi$  – buckling coefficient, determined by SP.15.13330.2012 «Stone and reinforced stone structures»;

$A$  – sectional area of element;

$R_{rf}$  – calculated compression resistance of the masonry, reinforced with external reinforcement of CFRP rods or stainless steel helical rods and determined by the formula:

$$R_{rf} = R + \rho \cdot \mu \cdot \frac{R_f}{100} \leq 2 \cdot R, \quad (2)$$

$\rho$  – the coefficient depending on the percentage of the masonry void:  $\rho = 2$  – with a stone void up to 20 % inclusive,  $\rho = 1.5$  with a stone void from 20 to 30 % inclusive,  $\rho = 1$  with a void of more than 30 %;

$\mu$  – coefficient of surface reinforcement of walls (columns);

$R$  – calculated compression resistance of the masonry, determined by SP.15.13330.2012 «Stone and reinforced stone structures».

If the engineer knows the design tensile resistance of the masonry, he will be able to determine the zones of building structures where the stress exceeds the permissible values. The lack of bearing capacity of the masonry in each finite element must be compensated for by reinforcement with stainless steel helical rods or carbon fiber reinforced polymer (CFRP) rods.

To determine the required number of rods, in each finite element where excess stresses are present, you can use the formula:

$$R_{bars} = \frac{2 \cdot \mu \cdot R_f}{100}, \quad (3)$$

where

$R_{bars}$  – the design resistance of the reinforcing material (helical bars or CFRP rods);

$R_f$  – design tensile strength of the bar material.

According to the formulas from SP 15.13330.2012 “Stone and reinforced stone structures” the coefficient of surface reinforcement  $\mu$  is determined:

$$\mu = \frac{V_{bars}}{V_{masonry}} \cdot 100, \quad (4)$$

where

$\mu$  – coefficient of surface reinforcement of walls (columns);

$V_{bars}$  – sectional area of reinforcement;

$V_{masonry}$  – cross-sectional area of masonry.

## Advantages of rods

The above-described helical rods and carbon fiber reinforced polymer (CFRP) rods have many advantages:

- not subject to corrosion;
- small in diameter and light in weight;
- work in the elastic stage of deformation;
- do not reduce the aesthetic qualities of the masonry;
- good chemical resistance;
- possess high mechanical characteristics;
- reduce tensile stresses in masonry;
- work in tension and shear;
- they can be used for any type of masonry.

## Conclusions

Masonry is widely appreciated all over the world due to various important factors such as durability, availability, bioclimatic characteristics, low cost compared to other materials such as steel and reinforced concrete, but along with these qualities it also has disadvantages, such as the inability to mechanize the masonry process, low labor productivity, large relative mass of structures. Historical buildings and structures built of masonry are an important part of the monuments of world architecture because they are common all over the world. Many of these monuments are on the UNESCO World Heritage List. Reinforcement, including seismic reinforcement of such buildings and structures, can be performed using various methods: both traditional and special. The importance of maintaining their authenticity is of great significance if they are of architectural value. The above method of reinforcing buildings and structures built of masonry with carbon fiber reinforced polymer rods (CFRP) and stainless steel helical rods is ideal from the point of view of maintaining authenticity. The author believes that this method of strengthening (seismic strengthening) of building structures of buildings that are architectural monuments, such as the Great Mosque of Aleppo in Syria, can be used for its restoration, especially since it has not been previously used in this Arab country. Such an innovative method deserves the attention of scientists and engineers around the world for the strengthening and (or) seismic strengthening of many similar buildings and structures built of masonry, taking into account the advantages over other traditional methods.

## References

1. Всеобщая история архитектуры: в 12 т. / гл. ред. Н. В. Баранов; Государственный комитет гражданского строительства и архитектуры Госстроя СССР, Научно-исследовательский институт теории и перспективных проблем советской архитектуры. – Москва: Стройиздат, 1970. – Т. 1: Архитектура Древнего мира / под ред. О.Х. Халпахчыана. – 512 с.
2. Всеобщая история архитектуры: в 12 т. / гл. ред. Н. В. Баранов; Государственный комитет гражданского строительства и архитектуры Госстроя СССР, Научно-исследовательский институт теории и перспективных проблем советской архитектуры. – Москва: Стройиздат, 1973. – Т. 2: Архитектура Древнего мира (Греция и Рим) / отв. ред. В. Ф. Маркузон. – 712 с.
3. Всеобщая история архитектуры: в 12 т. / гл. ред. А. В. Власов; ред. Н. В. Баранов [и др.]; Государственный комитет гражданского строительства и архитектуры Госстроя СССР, Научно-исследовательский институт теории и перспективных проблем советской архитектуры. – Москва: Стройиздат, 1969. – Т. 8: Архитектура Стран Средиземноморья, Африки и Азии (VI–XIX вв.) / отв. ред. Ю. С. Яралов; ред. Б.В. Веймарн [и др.]. – 688 с.
4. Шуази О. История архитектуры: в 2-х т. / Огюст Шуази; пер. с фр. Е. Г. Денисовой; под общ. ред. Ю.К. Милова, А.А. Сидорова. – Москва: Всесоюзное изд-во Архитектурной академии, 1937. – Т. 2. – 692 с.
5. Альдреби З.А. Сейсмическая опасность территории Сирии / З.А. Альдреби // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2019. – № 6. – С. 43–48.
6. Альдреби З.А. Мониторинг и паспортизация наиболее известных архитектурных памятников Сирии / З.А. Альдреби // Известия Петербургского университета путей сообщения. – 2018. – Т. 15, № 2. – С. 302–310.
7. Белаш Т.А. Анализ повреждений памятников архитектуры Сирии, полученных в результате землетрясений и военных действий / Т.А. Белаш, З.А. Альдреби // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2016. – № 5. – С. 58–63.
8. СП 14.13330.2018. Строительство в сейсмических районах: свод правил: Актуализированная редакция СНиП II-7-81. – Москва: Стандартиформ, 2018 – 116 с.
9. ГОСТ Р 57546-2017. Землетрясения. Шкала сейсмической интенсивности: национальный стандарт Российской Федерации. – Москва: Стандартиформ, 2017. – 32 с.
10. Alafandi R. Umayyad Mosque in Aleppo yesterday, today and tomorrow / R. Alafandi, A.A. Rahim // International Journal of Arts & Sciences. – 2014. – Vol. 7, no. 5. – P. 319–347.
11. Бедов А.И. Проектирование, реставрация и укрепление каменных и армокаменных конструкций: учеб. пособ. / А.И. Бедов, А.И. Габитов. – Москва: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2008. – 568 с.
12. Гроздов В.Т. Дефекты конструкций каменных зданий и методы их устранения / В.Т. Гроздов. – СПб: ВИСИ, 1994. – 145 с.
13. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures: Reported by ACI Committee 440 / American Concrete Institute (ACI). – Farmington Hills, MI, USA, 2008. – 80 p.
14. Bischof P. Retrofitting Masonry Walls with Carbon Mesh / P. Bischof, R. Suter // Polymers. – 2014. – Vol. 6, no. 2. – P. 280–299. <https://doi.org/10.3390/polym6020280>
15. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия: свод правил: Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*. – Москва: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 2016. – 107 с.
16. СП 15.13330.2012. Каменные и армокаменные конструкции: свод правил: Актуализированная редакция СНиП II-22-81\* [с Изменениями № 1, 2]. – Москва: ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, 2012. – 99 с.
17. Albert L.M. Strengthening of Unreinforced Masonry Walls Using FRP / L.M. Albert, A.E. Elwi, J.J. Cheng // Journal of Composites for Construction. – 2001. – Vol. 5, no. 2. – P. 76–84.
18. Tumialan J.G. Strengthening of Masonry Structures with FRP Composites: Doctoral Dissertation / J.G. Tumialan. – Rolla, Missouri: University of Missouri-Rolla, 2001. – 186 p.
19. Applications of FRP Materials for Repair of Masonry Structures / A. La Tegola, Al. La Tegola, L. De Lorenzis [et al.] // Proceedings of the Technology Transfer Seminar Advanced FRP Materials for Civil Structures, Bologna, Italy. October 19 2000. – Bologna, Italy, 2000. – P. 133–142.
20. Костенко А.Н. Прочность и деформативность центрально и внецентренно сжатых кирпичных и железобетонных колонн, усиленных угле- и стекловолокном: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / А.Н. Костенко. – Москва, 2010. – 26 с.

### **Information about author / Информация об авторе**

**Ziad Ahmad ALDREBI**, Researcher, Lecturer-researcher, Civil engineer, Postgraduate, Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, Saint Petersburg

e-mail: ziald67@gmail.com

tel.: +7 (911) 836-36-27

**Зиад Ахмад АЛЬДРЕБИ**, исследователь, преподаватель-исследователь, инженер-строитель, аспирант ФГБОУ ВО «Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I», Санкт-Петербург

e-mail: ziald67@gmail.com

тел.: +7 (911) 836-36-27

УДК 091.101

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-134-141](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-134-141)

## ЭТИКА И НАУКА. ОТВЕТСТВЕННОСТЬ УЧЕНОГО

Н.А. МИНКИНА<sup>✉</sup>, д-р филос. наук

Э.А. ЛЕОНОВА

*АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Российская Федерация*

Статья посвящена анализу связи науки и нравственности, исследованию конкретно-исторического характера этой связи, а также причин ее актуализации в современных условиях. Сделана попытка выявить внутренние и внешние механизмы, регулирующие нравственные отношения. Важнейшими из них авторы называют совесть, ответственность, общественное мнение и др. Особое внимание уделено проблеме ответственности науки, ее структуре, а также новым социальным отношениям, складывающимся в современных условиях.

**Ключевые слова:** этика, мораль, совесть, общественное мнение, социальная ответственность, функции морали, принципы анализа морали, познавательная ответственность

**Для цитирования:** Минкина Н.А., Леонова Э.А. Этика и наука. Ответственность ученого // Вестник НИЦ «Строительство». 2021. Т. 31. № 4. С. 134–141. doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-134-141](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-134-141)

### **Вклад авторов**

Все авторы внесли эквивалентный вклад в подготовку публикации.

### **Финансирование**

Исследование не имело спонсорской поддержки.

### **Конфликт интересов**

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

## ETHICS AND SCIENCE. THE RESPONSIBILITY OF THE SCIENTIST

N.A. MINKINA,<sup>✉</sup> Dr. Sci. (Philos.)

E.A. LEONOVA

*JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation*

Abstract. The article discusses the relationship between science and morality, the history of this relationship, and the reasons for a recent surge of interest in this issue. An attempt is made to identify internal and external mechanisms that regulate morality. The authors reason that among the most important of them are conscience, responsibility, and public opinion. The paper specifically addresses the problem of the responsibility of science, the structure of responsible actions, as well as new social relations emerging in the modern world.

**Keywords:** ethics, morality, conscience, public opinion, social responsibility, functions of morality, principles of moral analysis, cognitive responsibility

**For citation:** Minkina N.A., Leonova E.A. Ethics and science. The responsibility of the scientist. Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2021. Vol. 31. No. 4. P. 134–141 [In Russ.]. doi: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-134-141](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-134-141)

### **Author contribution statements**

All authors have contributed equally to the work.

### **Funding**

No funding support was obtained for the research.

### **Conflict of interest**

The authors declare no conflict of interest.

## Введение

Может ли наука быть объектом моральной оценки? Чтобы понять связь науки и морали, необходимо рассмотреть вопрос о том, что такое мораль. Когда мы говорим о морали, мы используем три понятия – этика, мораль, нравственность. Термин «этика» имеет греческий корень и означает местопребывание, совместное жилище. В Риме оно означает то же самое. В русском языке слово «нравственность» происходит от «нрав», т. е. характер, что означает душевные качества, страсти, волю и проявляется в отношениях с другими людьми. Мораль и нравственность однопорядковые, взаимозаменяемые понятия. Мы можем говорить о морали и нравственности как отдельных людей, так и целых народов. Этика – это наука о морали, ее истории и теории. У нее, как и у любой науки, есть свой научный аппарат. Основными категориями этики являются: добро и зло, свобода и ответственность, совесть, долг, стыд и т. п.

Мораль – форма общественного сознания, которая отражает требования, предъявляемые обществом, классом, коллективом, социальной группой к человеку во всех сферах его жизни. Мораль связывает людей в различного рода целостности, не позволяя им распасться, атомизироваться. Мораль – это условие жить сообща, а без выполнения этого условия невозможно существование самого человека.

С моралью мы сталкиваемся повсюду. Она регулирует семейные отношения, отношения людей к природе, друг к другу, пронизывает политику, науку и т. п. В своем отношении к другим людям и обществу мы руководствуемся представлениями о чести и достоинстве, ответственности и безответственности и многими другими категориями морали. Таким образом, наши реальные нравственные отношения определяет мораль и нравственное сознание. Именно эти отношения не могут сложиться, не пройдя предварительно через нравственное сознание.

Когда мы вступаем в правовые отношения, мы руководствуемся законами, правовыми нормами. Нарушение закона ведет к определенным юридическим санкциям, к различного рода наказаниям. А вот за отступления от норм морали в тюрьму не сажают и даже не налагают штрафные санкции. Почему же человек придерживается норм морали? Есть ли *регуляторы морали*? Да, таких регулятора два: внутренний – совесть, внешний – общественное мнение.

Угрызания совести. Видимо, каждому знакомо это состояние. Но лучше Пушкина описать его никому не удалось. Борис Годунов мучается угрызениями совести после убийства царевича Дмитрия:

*Достиг я высшей власти;  
Шестой уж год я царствую спокойно.  
Но счастья нет моей душе...  
...Как язвой моровой душа сгорит, нальется сердце ядом,  
Как молотком стучит в ушах упрек  
И все тошнит, и голова кружится,  
И мальчики кровавые в глазах...  
И рад бежать, да некуда... ужасно!  
Да, жалок тот, в ком совесть не чиста. [1]*

И в «Скупом рыцаре» поэт снова описывает это состояние:

*Когтистый зверь, скребящий сердце, совесть,  
Заимодавец грубый, эта ведьма,  
От коей меркнет месяц и могилы  
Смущаются и мертвых высылают. [1]*

Совесть – это «когтистый зверь, скребящий сердце». Каждое слово заставляет содрогаться! И, наконец, это такая сила, которая не дает покоя и после смерти, ибо «могилы... мертвых высылают» [1].

Не менее, а, возможно, более действенным оказывается и внешний регулятор – общественное мнение. Хорошо известно, что общественное мнение оказывает воздействие на наше поведение там, где все на виду, где человек дорожит мнением окружающих людей. Оно оказывается реальной силой среди тех, с чьим мнением мы считаемся и связаны тем или иным образом. Общественное мнение – это нравственная составляющая любого социума. Без него невозможны никакие социальные реформы и преобразования. Под влиянием общественного мнения формируется личность, но, в свою очередь, общественное мнение совокупности людей данного социума влияет на принятие решений тех, от кого зависит выбор целей и средств реализации принятых решений. Мораль представляет собой довольно сложный феномен, который включает, по крайней мере, три элемента: *нравственное сознание, нравственные отношения и нравственную деятельность*. Без нравственного сознания не могут сложиться все отношения в обществе, в которые вступает человек, начиная от межличностных отношений и кончая международными, деловыми отношениями. Деловой этикет, специфика и особенность ментальности, к примеру, западного и восточного человека – все это требует особого знания – знания в области нравственного сознания. Таким образом, нельзя ждать гармонии как в межличностных отношениях, так и оптимального развития отношений с деловыми партнерами, если мы не будем руководствоваться нравственными представлениями, которых требуют эти отношения, и не возьмем на себя нравственные обязанности.

Вопрос о том, существует ли особая нравственная деятельность, является спорным. Но, видимо, деятельность по воспитанию детей, формированию экологического сознания, педагогическая деятельность настолько насыщена нравственной составляющей, что можно говорить о специфической нравственной деятельности. Результатом этой деятельности должна стать гармоничная, нравственно развитая личность.

Возникнув и существуя в качестве атрибутивного элемента любого общества, мораль выполняет определенные *функции*.

1. Регулятивная функция. Здесь два аспекта. Во-первых, мораль регулирует отношения между людьми, коллективами, группами и т.п. Во-вторых, мораль регулирует отношения между должным и сущим. Речь идет о том, что в обществе всегда имеются определенные представления о нравственных нормах, моральных качествах личности, добродетели и т.п. Но наше реальное нравственное поведение и нравственные поступки не всегда в полной мере совпадают с этими представлениями. Можно ли измерить степень доброты человека или его нравственного долга по отношению к семье, родителям? Короче говоря, наше реальное нравственное поведение в различной степени приближается к должному, т. е. сущее

есть постоянное стремление к должному, но в реальном человеческом поведении всегда есть зазор, как есть некоторый зазор между идеальным кругом и реальными предметами, имеющими круглую форму.

2. Мораль участвует в формировании личности. Требования морали, воспринятые человеком, интериоризируются им, отпечатываются в нем как черты характера, нравственные качества и выступают как внутренние побуждения его поступков. Если говорить об этом в категориях морали, то речь идет о превращении нравственных обязанностей личности в нравственные потребности, когда человек уже не может поступить иначе. В таком случае нормы морали становятся мотивацией его поведения.

3. Мораль влияет на экономическое развитие общества. Прежде всего это выражается в отношении к труду, поскольку в основе развития общества лежит производство материальных благ. Человек должен иметь экономическую свободу, жить в демократическом обществе. Гуманный человек есть продукт гуманных обстоятельств. Таким образом, нравственная культура личности влияет на экономику общества.

4. Мораль влияет на другие формы общественного (ценностного) сознания. Существует связь морали и политики. Известно, что моральный фактор в войне играет особую роль. Мораль влияет на право. Например, проблема гуманизации законов, вопрос о правовом обеспечении эвтаназии. Во всех религиях можно выделить нравственное содержание – заповеди Моисея, Нагорная проповедь Иисуса Христа, нравственные основы конфуцианства и других религий. Связь морали и науки ставит в современном обществе такие проблемы, как ответственность науки за использование научных открытий, этика ученого.

Общественное мнение осуждает различного рода отступления от этических норм науки. Например, плагиат, т. е. присвоение себе результатов исследований, проведенных другими, фальсификация результатов эксперимента. В таком случае встает проблема ответственности ученого. Наука же сама по себе нравственно нейтральна. Законы природы не затрагивают интересов человека. Они не могут нам нравиться или не нравиться. Наука объективна, бесстрастна. Другое дело, в чьих руках она находится. Может ли быть наука объектом моральной оценки? Как связаны этика и наука? Споры по этим вопросам велись на всем протяжении развития науки.

Представляет интерес повествование Плутарха об Архимеде (III век до Новой эры), который отказывался изложить свои математические открытия по причине опасности их инженерных приложений. В эпоху Возрождения Леонардо да Винчи писал в своих тетрадях, что он не будет публиковать и разглашать свои чертежи подводной лодки «...из-за злой природы человека, который может использовать лодку как средство разрушения на дне моря» [2]. Френсис Бэкон, который провозгласил свой тезис «Знание – сила», вместе с тем подчеркивал в «Новой Атлантиде», что могущество знания следует охранять от широких слоев общества. Глава Дома Соломона (сообщества мудрецов, исследовательского центра) проводил консультацию по вопросу о том, какое из изобретений будет опубликовано и какое нет. Они давали присягу, что будут сохранять в тайне то, что они полагали секретным.

Можно выделить и более поздние примеры такой позиции: известный немецкий физик, создатель «матричной квантовой механики», которая называется именем Вернера Гейзенберга, в 1941 г. предложил Нильсу Бору, чтобы немецкие и американские ученые воздержались от разработки атомного оружия. В 1945 г. ученые-атомщики направили военному министру США доклад, в котором говорилось, что успех, которого они достигли в исследовании

ядерной энергии, чреват бесконечно большими опасностями, чем все изобретения прошлого. Американский ученый, которого называют отцом кибернетики, Норберт Винер в 1947 г. принял решение не публиковать впредь работы, которые могут нанести вред в «руках безответственных милитаристов» [2]. Приведенные примеры свидетельствуют о том, что всегда были ученые, которые осознавали, что возможны двойные последствия научных открытий. Они могут быть использованы как во благо человека, так и против человека, т. е. во зло.

Еще один подход к решению проблемы этики науки связан с именем Галилея, который считал, что научное исследование не может быть ничем ограничено. На полях своего экземпляра «Диалог о двух главнейших системах мира» (имелись в виду две системы – Птолемея и Коперника) он написал: «Наихудшие расстройства (беспорядки) наступают тогда, когда разум, созданный свободным... вынужден рабски подчиняться внешней воле» [2]. Ученые имеют право добывать научную истину, не заботясь о возможных отрицательных последствиях. Этой точки зрения придерживались Ньютон, Вольтер, Спиноза. Последний повторял, что в науке человек имеет нечто чистое, бескорыстное, самодостаточное и благословенное.

Однако ситуация изменилась с высвобождением атомной энергии. В 1945 г. начал выходить «Бюллетень ученых-атомщиков». Цель этого издания – прояснить ответственность ученых в отношении проблем, связанных с освобождением ядерной энергии. Если раньше ответственность ограничивалась обязанностью хорошо выполнять свою работу, без фальсификации экспериментов, то теперь ученые должны показать миру те опасности, которые связаны с беспрецедентным ростом науки. Речь идет о проблемах экологии, генной инженерии и т.п. Призывом к ответственности ученых стало Пагуошское движение. Первая конференция состоялась по инициативе Эйнштейна, Жолио-Кюри и Бертрана Рассела в 1955 г. С тех пор такие конференции проводятся ежегодно. Таким образом, мы видим, что этическому регулированию подвергаются не только использование результатов научной деятельности, но и сама научная деятельность, т. е. деятельность, направленная на получение новых знаний.

Этика как наука имеет свой научный аппарат. Это прежде всего категории морали – добро, зло, совесть, долг, нравственные обязанности, честность и др. Сегодня особую актуальность приобретает ответственность личности, коллектива, общества в целом. И в конечном счете ответственность поколения за сохранение жизни на Земле. Ответственность пронизывает все сферы жизни общества. Существует нравственная, политическая, правовая, экологическая и другие виды ответственности. Возникает вопрос: какова природа ответственности, почему она возникает и в чем ее сущность? Ответственность возникает там, где люди связаны взаимными обязанностями. Человек не берет готовым вещество из природы, а производит все, что ему необходимо для жизни в рамках определенного социума. Участники коллективной деятельности связаны взаимными обязанностями, за которые они несут ответственность. Так возникают совершенно новые отношения – *отношения ответственной зависимости*. Закрепляются эти отношения в нравственности. В любой коллективной деятельности, там, где участники связаны взаимными обязанностями, объективно складываются *зоны различной степени ответственности, в том числе зоны повышенной ответственности*. Эти зоны определяются значимостью того или иного участка общего дела для конечного результата, формируются по мере усложнения технической вооруженности труда, ценностью и сложностью применяемой техники, степенью риска и материальным ущербом, который неизбежен в случае аварии или выхода из строя той или иной системы.

Такие зоны повышенной ответственности пронизывают все сферы жизни общества, в том числе производство, бизнес, науку. Зоны повышенной ответственности определяют *меру ответственности*. Мера ответственности выше у тех, кто находится в зоне повышенной ответственности (руководитель, а не подчиненный, политический лидер, тот, кто берет на себя принятие решений, особенно в ситуациях риска, социально значимых решений и т.п.). Такова теория социальной ответственности. Посмотрим конкретизацию этой теории в ответственности ученых и ответственности науки, т. е. ответственности тех, кто профессионально занят сохранением и приращением знаний. Как известно, учеными не рождаются, а становятся. Хотя, конечно, надо обладать определенными задатками и способностями. Однако, помимо способностей, любому человеку необходимо изучить ту область знания, в которой он намерен заниматься научной деятельностью. А это значит изучить то, что было сделано его предшественниками. Ньютон говорил, что все его научные результаты были получены благодаря тому, что он стоял на плечах гигантов. Достижения предшественников являются той основой, вне которой невозможно получение нового знания.

Нельзя сводить ответственность науки к ответственности ученых, отождествляя тем самым науку с совокупностью людей, ею занимающихся. Такое сведение имеет определенные основания. Действительно, наукой занимаются ученые, и они несут ответственность за свою профессиональную деятельность. Однако результаты научных исследований государство может использовать в различных целях. Опыт истории показывает, что на разных этапах те или иные формы общественного сознания, являясь структурообразующим элементом системы, оказывают определяющее воздействие на всю систему. Достаточно вспомнить об ответственности религии и церкви при феодализме, когда они определяли мораль, политику, пути развития науки и т.п. Постановка проблемы науки как социально-ответственного феномена позволяет рассмотреть сам процесс научного познания с точки зрения его социальных последствий, реализации объективных закономерностей развития общества и его гуманистических потенций.

Если мы рассмотрим процесс коллективного труда, начиная с самых примитивных видов коллективной охоты вплоть до самых современных технологических процессов, то обнаружим различные зоны повышенной ответственности. Вычленение таких зон имеет огромное практическое, а часто и политическое значение. Страшная возможность случайного возникновения атомного конфликта из-за сбоев в компьютерных системах или ошибки оператора у пульта говорит об этом достаточно убедительно. Опыт чернобыльской трагедии требует практического решения вопроса о зоне повышенной ответственности. АЭС – это такая зона, которая требует наивысшей ответственности и в теоретической, и в экспериментальной части. Наука, которая имеет дело с атомом, это тоже зона повышенной ответственности – ответственности, вместившей в себя жизнь людей. Поэт Леонид Вышеславский выразил отношение народа к тем, кто этого не понимает, в стихах, звучащих обвинением безответственности:

*Но разве край, что вдоль дорог  
Простер израненные руки,  
На жертвенник науки лег?  
Не надо нам такой науки. [3]*

Зоны повышенной ответственности формируются по мере усложнения технической вооруженности труда. На современном производстве практически везде можно и необходимо выделить трудовые операции, значимость которых особенно велика для его конечных результатов. Встает вопрос: может ли человек овладеть зоной повышенной ответственности, которую с неизбежностью создает НТР? Может. Решение этого вопроса включает в себя два момента. Во-первых, создание оптимальных условий для выполнения многочисленных обязанностей работником. Сюда входит и организация рабочего места, и удобный режим работы, и современные тренинги. На некоторых участках, где есть необходимость в ночных сменах, надо изучать способность организма к адаптации, к перестройке в условиях ночных смен. Во-вторых, компетентность, высокий профессионализм и чувство профессиональной и социальной ответственности. Думается, что это два основных условия овладения зоной повышенной ответственности.

Из сказанного вытекают следующие выводы: чтобы действовать ответственно, необходимо, во-первых, знать свои обязанности, пути и средства оптимального варианта их реализации с учетом социальных последствий, к которым они могут привести; во-вторых, на основе этого знания действующий субъект должен обладать способностью с полной ответственностью ставить реальные цели, прилагать волевые усилия для реализации поставленных целей и доводить их до конца; в-третьих, необходимые знания и готовность действовать в соответствии с этими знаниями должны реализоваться на практике. Таким образом, структура ответственных действий субъекта включает в себя три элемента: познавательную, волевою и практическую ответственность.

Познавательная ответственность является необходимым, определяющим элементом механизма реализации ответственного поведения и деятельности. И это понятно. Ведь если реально существуют отношения ответственной зависимости, их необходимо отразить, осознать, понять, чтобы реализовать обязанности, возлагаемые на субъекты ответственных действий. Но тогда речь идет не просто о познании, а об ответственности за адекватное отражение и правильный выбор оптимального варианта, обеспечивающего ответственное поведение.

В познавательной ответственности можно выделить свои зоны повышенной ответственности. Так, руководитель всегда находится в зоне повышенной ответственности по сравнению с его подчиненными, ведь у него выше мера ответственности и шире круг обязанностей. Все это требует большего знания как в области профессиональной подготовки, так и в области социальной психологии, нравственных основ руководства коллективом, умения разрешать конфликты и выстраивать межличностные отношения и т.п.

Конечно, познание всегда ограничено уровнем достигнутого знания, степенью разработанности проблемы, поэтому специалисты обладают только тем научным инструментарием, который создан в данной науке. Это значит, что познавательная ответственность ограничена уровнем этих знаний, но это не снимает ответственности за овладение этим уровнем, за использование наших возможностей познания, адекватное отражение ситуации и вытекающих отсюда обязанностей. Познавательная ответственность – это потребность в постоянном совершенствовании и развитии своих знаний, непрерывное образование. Анализ проблемы ответственности позволяет нам утвердительно ответить на вопрос, поставленный в начале статьи. Да, наука имеет нравственное измерение и поэтому может и должна быть объектом моральной оценки.

## Список литературы

1. Пушкин А.С. Полное собрание сочинений. В 6 т. Т. 3. – Москва–Ленинград: Academia, 1936. – 485 с.
2. Митчем К. Что такое философия техники? / К. Митчем; пер. с англ. И.Г. Арзаканян, И.Ю. Алексеева, Е.В. Малахова, А.Н. Лаврухина, под ред. В.Г. Горохова. – Москва: Аспект Пресс, 1995. – 149 с.
3. Вышеславский Л.Н. Разнолетье: Стихи. – Москва: Художественная литература, 1964. – 239 с.

## Информация об авторах / Information about the authors

**Нелли Абрамовна Минкина\***, д-р филос. наук, профессор, заведующая кафедрой философии АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: kaffcenter@mail.ru

тел.: +7 (499) 170-70-94

**Nelli A. Minkina**,\* Dr. Sci. (Philos.), Full Prof., Head of the Department of Philosophy, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: kaffcenter@mail.ru

tel.: +7 (499) 170-70-94

**Элина Александровна Леонова**, доцент кафедры философии АО «НИЦ «Строительство»

e-mail: kaffcenter@mail.ru

тел.: +7 (499) 170-70-94

**Elina A. Leonova**, Assistant Professor, Department of Philosophy, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: kaffcenter@mail.ru

tel.: +7 (499) 170-70-94

\* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

# УЧЕБНЫЙ ЦЕНТР

Приглашает вас:

- Повысить квалификацию специалистов и экспертов
- Пройти обучение в аспирантуре
- Подготовить диссертацию
- Защитить диссертацию на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук



**НИЦ строительство**  
научно-исследовательский центр



**ЦНИИСК**  
ИМ. В.А. КУЧЕРЕНКО



**НИИЖБ**  
ИМ. А.А. ГВОЗДЕВА



**НИИОСП**  
ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА



**ОБУЧЕНИЕ В АСПИРАНТУРЕ АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»  
ПРОВОДИТСЯ ПО СЛЕДУЮЩИМ ФОРМАМ ОБУЧЕНИЯ:**

очная

прикрепление лиц  
для подготовки  
диссертации  
на соискание  
ученой степени  
кандидата наук \*

заочная

\* без освоения программ подготовки научно-педагогических кадров в аспирантуре

1

АО «НИЦ «Строительство» проводит подготовку специалистов на курсах повышения квалификации по очной и заочной формам:

- разработка индивидуальных программ обучения и учебно-тематических планов
- по уникальным программам АО «НИЦ «Строительство»
- в области инженерных изысканий
- в области проектирования
- в области строительства



2

Преподавательский состав  
Учебного центра

- Лекции читают академики, действующие члены и члены-корреспонденты РААСН, лауреаты Премий Правительства РФ, заслуженные деятели науки и техники РФ, доктора и кандидаты технических наук
- Учебный класс рассчитан на обучение до 75 человек одновременно. Оснащен системой кондиционирования и видеонаблюдения

3

Набор в аспирантуру и докторантуру АО «НИЦ «Строительство» проводится по направлению 08.06.01 «Техника и технологии строительства» по направленностям:

- 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения»
- 05.23.02 «Основания и фундаменты, подземные сооружения»
- 05.23.05 «Строительные материалы и изделия»

4

В АО «НИЦ «Строительство» работает совет по защите диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук. Защита диссертаций проводится по следующим научным специальностям:

- 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения»
- 05.23.02 «Основания и фундаменты, подземные сооружения»
- 05.23.05 «Строительные материалы и изделия»



г. Москва,  
2-я Институтская ул., д. 6



+7(499) 174-73-84  
+7(499) 174-73-80



motorina@cstroy.ru  
smirnova@cstroy.ru  
cool.opk2012@yandex.ru



www.cstroy.ru

Научное издание

Вестник НИЦ «Строительство»  
Вып. 4(31) 2021

Фото обложки: визуализация интерьера строящегося здания  
Технопарка Сбербанка в Сколково

Редактор выпуска Починина Н.Е.  
Компьютерная верстка Песнин А.А.

Дата выхода в свет: 17.12.2021 г. Формат 70x100/16  
Бумага мелованная. Офсетная печать.  
Тираж 500 экз. Заказ № 6447

Отпечатано с готового оригинал-макета  
в типографии «Бean»  
603003, Российская Федерация,  
г. Нижний Новгород, ул. Баррикад, д. 1, корп. 5.  
тел.: +7 929 038-04-33  
e-mail: anufrievol@yandex.ru





**НИЦ** строительство  
научно-исследовательский центр

ISSN: 2224-9494

Подписной индекс: 36569

АО «НИЦ «Строительство»

г. Москва, 2021