



НИЦ строительство
научно-исследовательский центр

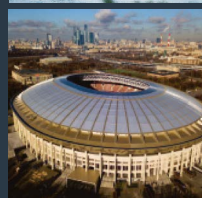


ISSN 2224-9494 (Print)
ISSN 2782-3938 (Online)

№ 3(46) 2025

ВЕСТНИК

НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»



НАУЧНЫЙ ПОТЕНЦИАЛ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ



НИЦ строительство
научно-исследовательский центр

ВЕСТНИК

НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

№ 3(46) 2025

НАУЧНЫЙ ПОТЕНЦИАЛ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ

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 и издатель: АО «НИЦ «Строительство»

Адрес: 109428, г. Москва, ул. 2-я Институтская, дом 6
тел.: +7 (495) 602-00-70, доб. 1022/1023
e-mail: vestnikstroy@list.ru

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





**RESEARCH CENTER
OF CONSTRUCTION**
Joint Stock Company

BULLETIN

of Science and Research Center
of Construction

No. 3(46) 2025

SCIENTIFIC POTENTIAL OF THE CONSTRUCTION INDUSTRY

Since 1932, the Journal had been published under the title Studies into the Theory of Constructions;
since 2009 – under the title Bulletin of Kucherenko Scientific and Research Center of Constructions.
Since 2010, the Journal has been published under the title Bulletin of Science and Research Center of Construction
Frequency: Quarterly

Since 2019, Bulletin of Science and Research Center of Construction has been included
into the List of the Higher Attestation Commission in the following branches of science:

- 2.1.1 – Building constructions, buildings and structures;
- 2.1.2 – Foundations, underground structures;
- 2.1.5 – Building materials and products.

Founder and publisher: JSC Research Center of Construction

Address: 6, 2nd Institutskaya st., Moscow, 109428, Russian Federation
Tel. +7 (495) 602-00-70 add. 1022/1023
E-mail: vestnikstroy@list.ru

When citing a reference is required
Reprinting of materials is allowed only with the written permission of the Journal



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

Научный редактор
СМИРНОВА Любовь Николаевна, канд. техн. наук

БАЖЕНОВ Валентин Георгиевич, академик АИН,
д-р физ.-мат. наук, профессор НИИМ ННГУ им. Лобачевского,
Нижний Новгород, Российская Федерация

БРУШКОВ Анатолий Викторович, д-р геолого-
минералогических наук, ФГБОУ ВО
«МГУ им. М.В. Ломоносова», Москва, Российская Федерация

VAL Dimitri V., Dr., Professor
School of the Built Environment, Edinburgh, UK

ВОЛКОВ Андрей Анатольевич,
д-р техн. наук, профессор АО «НИЦ «Строительство»,
Москва, Российская Федерация

ВЕДЯКОВ Иван Иванович, д-р техн. наук, профессор, академик
РААСН, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство»,
Москва, Российская Федерация

ГУСЕВ Борис Владимирович, д-р техн. наук, профессор,
президент Российской инженерной академии (РИА),
президент Международной инженерной академии (МИА),
член-корреспондент РАН, Москва, Российская Федерация

ДАВИДЮК Алексей Николаевич, д-р техн. наук
ГК «КТБ», Москва, Российская Федерация

КОЛЫБИН Игорь Вячеславович, канд. техн. наук
НИИОСП им. Н.М. Герсегонова
АО «НИЦ «Строительство», Москва, Российская Федерация

КОНДРАТЬЕВА Лидия Никитовна,
д-р техн. наук, профессор
СПбГАСУ, Санкт-Петербург, Российская Федерация

КУЗЕВАНОВ Дмитрий Владимирович, канд. техн. наук
НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство»,
Москва, Российская Федерация

КУРБАЦКИЙ Евгений Николаевич,
д-р техн. наук, профессор
РУТ МИИТ, Москва, Российская Федерация

LYAMIN Andrei, Dr., Professor
School of Engineering, Callaghan, Australia

МАИЛЯН Дмитрий Рафаэлович, д-р техн. наук, профессор
ФГБОУ ВО «Донской государственный технический
университет», Ростов-на-Дону, Российская Федерация

МАНГУШЕВ Рашид Абдуллович,
д-р техн. наук, профессор, член-корреспондент Российской
академии архитектуры и строительных наук (РААСН) ГОУ ВПО
«СПбГАСУ», Санкт-Петербург, Российская Федерация

МИРСЯПОВ Илизар Талгатович, д-р техн. наук, профессор,
член-корреспондент Российской академии архитектуры
и строительных наук (РААСН) ФГБОУ ВО «КазГАСУ»,
Казань, Российская Федерация

МОНДРУС Владимир Львович, д-р техн. наук, профессор
ФГБОУ ВО «НИУ МГСУ», Москва, Российская Федерация

МОХОВ Андрей Игоревич, д-р техн. наук, профессор,
академик Российской академии естественных наук (РАЕН)
Некоммерческое партнерство «Энергоэффект»,
Москва, Российская Федерация

НЕМЧИНОВ Юрий Иванович,
академик АИН, АСУ, д-р техн. наук, профессор
ГП НИИСК, Киев, Украина

НЕСВЕТАЕВ Григорий Васильевич, д-р техн. наук, профессор
ФГБОУ ВО «Донской государственный
технический университет»,
Ростов-на-Дону, Российская Федерация

ОБОЗОВ Владимир Иванович, д-р техн. наук, профессор
ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство»,
Москва, Российская Федерация

PUZRIN Alexander, Dr., Professor Institute for Geotechnical
Engineering, Zurich, Switzerland

ПЯТИКРЕСТОВСКИЙ Константин Пантелеевич,
д-р техн. наук, профессор
ФГБОУ ВО «НИУ МГСУ», Москва, Российская Федерация

ТАМРАЗЯН Ашот Георгиевич, д-р техн. наук, профессор
ФГБОУ ВО «НИУ МГСУ», Москва, Российская Федерация

ТЕР-МАРТИРОСЯН Армен Заверенович, д-р техн. наук
ФГБОУ ВО «НИУ МГСУ», Москва, Российская Федерация

ТРАВУШ Владимир Ильич, вице-президент РААСН,
д-р техн. наук, профессор ЗАО «Горпроект», Москва,
Российская Федерация

ФАРФЕЛЬ Михаил Иосифович, канд. техн. наук
ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство»,
Москва, Российская Федерация

ФЕДЮК Роман Сергеевич, д-р техн. наук, доцент
Дальневосточный федеральный университет, Владивосток,
Российская Федерация

ХАЧИЯН Эдуард Ефремович, академик НАН РА,
д-р техн. наук, профессор
Национальный университет архитектуры
и строительства Армении, Ереван, Республика Армения

ЧЕЛЫШКОВ Павел Дмитриевич, д-р техн. наук, доцент
АО «НИЦ «Строительство»,
Москва, Российская Федерация

ЧЕВЕРЕВ Виктор Григорьевич, д-р геолого-минералогических
наук, ФГБОУ ВО «МГУ им. М.В. Ломоносова», Москва,
Российская Федерация

ШУЛЯТЬЕВ Олег Александрович, д-р техн. наук, профессор
НИИОСП им. Н.М. Герсегонова
АО «НИЦ «Строительство», Москва, Российская Федерация

Вестник НИЦ «Строительство»

Научный потенциал строительной отрасли

Вып. 3(46) / под ред. А.И. Звездова. –
М.: АО «НИЦ «Строительство», 2025. – 198 с.
ISSN 2224-9494 (Print) ISSN 2782-3938 (Online)
DOI журнала: <https://doi.org/10.37538/2224-9494>
DOI выпуска: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46))

В действующем Перечне ВАК от 01.07.2025 г. под номером 622.

Зарегистрирован Федеральной службой по надзору в сфере
связи, информационных технологий
и массовых коммуникаций (Роскомнадзор).
Свидетельство о регистрации средства массовой информации
ПИ № ФС77-75188 от 22 февраля 2019 г.
Свидетельство о регистрации средства массовой информации
Эл № ФС77-82129 от 18 октября 2021 г.
Содержит статьи, посвященные актуальным проблемам
и перспективам строительной науки, непосредственно
связанным с решением практических задач.
Для научных работников, инженеров-проектировщиков,
преподавателей, аспирантов.

ISSN 2224-9494 (Print)
ISSN 2782-3938 (Online)
© АО «НИЦ «Строительство»,
«Вестник НИЦ «Строительство», 2025

EDITORIAL BOARD

UDC 69; 624; 55; 550.34; 531.01; 531.03

Editor in Chief

ZVEZDOV Andrey I., Dr. Sci. (Engineering), Professor

Scientific Editor

SMIRNOVA Lyubov' N., Cand. Sci. (Engineering)

BAZHENOV Valentin G., Academician of AES, Dr. Sci. (Physical and Mathematical), Professor Lobachevsky State University of Nizhny Novgorod (UNN), Nizhny Novgorod, Russian Federation

BROUCHKOV Anatoly V., Dr. Sci. (Geology and Mineralogy), Lomonosov Moscow State University, Moscow, Russian Federation

VAL Dimitri V., Dr., Professor School of the Built Environment, Edinburgh, UK

VOLKOV Andrey A., Dr. Sci. (Engineering), Professor JSC Research Center of Construction, Moscow, Russian Federation

VEDYAKOV Ivan I., Dr. Sci. (Engineering), Professor, Academician of RAASN, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow, Russian Federation

GUSEV Boris V., Dr. Sci. (Engineering), Professor, President of Russian Academy of Engineering (RAE), President of International Academy of Engineering (IAE), Corresponding Member of the Academy of Sciences of the Russian Federation, Moscow, Russian Federation

DAVIDYUK Aleksey N., Dr. Sci. (Engineering) KTB Beton Group, Moscow, Russian Federation

KOLYBIN Igor V., Cand. Sci. (Engineering) Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow, Russian Federation

KONDRAT'EVA Lidia N., Dr. Sci. (Engineering), Professor Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, Saint Petersburg, Russian Federation

KUZEVANOV Dmitry V., Cand. Sci. (Engineering) Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow, Russian Federation

KURBATSKY Evgeny N., Dr. Sci. (Engineering), Professor Russian University of Transport (MIIT), Moscow, Russian Federation

LYAMIN Andrei, Dr., Professor School of Engineering, Callaghan, Australia

MAILYAN Dmitry R., Dr. Sci. (Engineering), Professor Don State Technical University (DSTU), Rostov-on-Don, Russian Federation

MANGUSHEV Rashid A., Dr. Sci. (Engineering), Professor, Corresponding Member of the RAASN Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (SPbGASU), Saint Petersburg, Russian Federation

MIRSAYAPOV Ilizar T., Dr. Sci. (Engineering), Professor, Corresponding Member of the RAASN, Kazan State University of Architecture and Civil Engineering (KazGASU), Kazan, Russian Federation

MONDRUS Vladimir L., Dr. Sci. (Engineering), Professor Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russian Federation

MOKHOV Andrey I., Dr. Sci. (Engineering), Professor, Academician of the Russian Academy of Natural Sciences (RANS) Non-profit partnership "Energoeffekt", Moscow, Russian Federation

NEMCHINOV Yuri I., Academician of AES, Dr. Sci. (Engineering), Professor State Enterprise "State Research Institute of Building Constructions", Kyiv, Ukraine

NESVETAEV Grigoriy V., Dr. Sci. (Engineering), Professor Don State Technical University (DSTU), Rostov-on-Don, Russian Federation

OBOZOV Vladimir I., Dr. Sci. (Engineering), Professor Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow, Russian Federation

PUZRIN Alexander, Dr., Professor Institute for Geotechnical Engineering, Zurich, Switzerland

PYATIKRESTOVSKY Konstantin P., Dr. Sci. (Engineering), Professor Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russian Federation

TAMRAZIAN Ashot G., Dr. Sci. (Engineering), Professor Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russian Federation

TER-MARTIROSYAN Armen Z., Dr. Sci. (Engineering) Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russian Federation

TRAVUSH Vladimir I., vice president RAASN, Dr. Sci. (Engineering), Professor CJSC "Gorproject", Moscow, Russian Federation

FARFEL Mikhail I., Cand. Sci. (Engineering) Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow, Russian Federation

FEDIUK Roman S., Dr. Sci. (Engineering), Associate Professor Far Eastern Federal University, Vladivostok, Russian Federation

KHACHIYAN Eduard E., Dr. Sci. (Engineering), Academician of NAN RA, Professor National University of Architecture and Construction of Armenia, Yerevan, Republic of Armenia

CHELISHKOV Pavel D., Dr. Sci. (Engineering), Associate Professor, JSC Research Center of Construction, Moscow, Russian Federation

CHEVEREV Viktor G., Dr. Sci. (Geology and Mineralogy), Lomonosov Moscow State University, Moscow, Russian Federation

SHULYATYEV Oleg A., Dr. Sci. (Engineering), Professor Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow, Russian Federation

Bulletin of Science and Research Center of Construction Scientific potential of the construction industry

Issue 3(46) / edited by A.I. Zvezdov. – M.: JSC Research Center of Construction, 2025. – 198 p. ISSN 2224-9494 (Print) ISSN 2782-3938 (Online) DOI journal <https://doi.org/10.37538/2224-9494> DOI issue [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46))
In the current version of List of HAC from July 1, 2025 our journal has a number 622.

Registered by the Federal Service for Supervision of Communications and Information Technologies and mass communications (ROSKOMNADZOR). Mass media registration certificate PI No. FS77-75188 dated February 22, 2019. Mass media registration certificate EI No. FS77-82129 dated October 18, 2021. Publishes research articles on current problems and prospects of construction science, directly related to the solution of practical tasks. For scientists, engineers, teachers, postgraduate students.

ISSN 2224-9494 (Print)
ISSN 2782-3938 (Online)
© JSC Research Center of Construction, Bulletin of Science and Research Center of Construction, 2025

Содержание

Строительные конструкции, здания и сооружения

Арискин М.В., Овчинников К.А., Князев Н.В.

Применение пластин из углепластика для усиления деревянного элемента:
анализ эффективности на основе численного моделирования в ANSYS 7

Ильюшенков А.О.

Развитие инженерной методики расчета устойчивости плоской формы изгиба
двутавровой балки 22

Комарова М.А., Ведяков И.И., Шалабин М.В., Мельников Н.О.

Применение материалов с негорючим наружным слоем в качестве противопожарных
поясов на кровлях 43

Коротков В.А., Родин П.А.

Определение критического значения частоты собственных колебаний и модуля деформации
железобетонных строительных конструкций для динамического мониторинга 62

Муцанов В.Ф., Оржеховский А.Н., Гаранжа И.М., Танасогло А.В., Мистюкова С.Г.

Обеспечение регламентируемого уровня надежности стальной стержневой конструкции
повышенной ответственности на примере покрытия СК «Ильичевец» в г. Мариуполе 75

Турковский С.Б., Андрыщак Н.Ч., Стоянов В.О.

Опыт эксплуатации сборных деревянных арок с жесткими стыками теннисного центра 90

Фардзинов Г.Г., Тускаева З.Р., Дзапаров А.Э.

Некоторые подходы к технологии соединения арматурных стержней 101

Юрьев Р.В., Иванов Д.В., Groшев Ю.М.

К вопросу о надежности строительных конструкций атомных станций 113

Основания и фундаменты, подземные сооружения

Алексеев А.Г., Брушков А.В., Бадина С.В., Булдович С.Н., Дроздов Д.С., Дубровин В.А.,

Железняк М.Н., Ли О.В., Садуртдинов М.Р., Сергеев Д.О., Осокин А.Б., Окунев С.Н.,

Остарков Н.А., Федоров Р.Ю., Хрусталева Л.Н., Панкратов А.А., Колобова Е.А.

Управление тепловыми процессами в криолитозоне на основе применения
термостабилизаторов 121

Брыксин В.В.

Учет распределения бокового давления несвязного грунта при расчете гибких
подпорных конструкций в зависимости от их деформаций 144

Колыбин И.В., Скориков А.В., Потапова О.А.

Учет особенностей инженерно-геологических условий при проектировании
оснований и фундаментов в городах Норильске и Мурманске 158

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ И ИЗДЕЛИЯ

Соколова С.В., Сидоренко Ю.В.

Исследование влияния извести в качестве модифицирующей добавки
на физико-механические свойства бетонов специального назначения 174

УПРАВЛЕНИЕ ЖИЗНЕННЫМ ЦИКЛОМ ОБЪЕКТОВ СТРОИТЕЛЬСТВА

Снимщиков С.В., Саврасов И.П.

Машинопонимаемые стандарты в строительной отрасли при оценке качества продукции
и расчете конструкций зданий и сооружений 185

Contents

Building constructions, buildings and structures

Ariskin M.V., Ovchinnikov K.A., Knyazev N.V.
Carbon fiber plates for reinforcing wooden elements: an efficiency analysis by means of ANSYS simulation 7

Ilyushenkov A.O.
Development of engineering methodology for calculating the plane bending stability of an I-beam..... 22

Komarova M.A., Vedyakov I.I., Shalabin M.V., Melnikov N.O.
Materials with a non-combustible outer layer used as fire barriers for roofs..... 43

Korotkov V.A., Rodin P.A.
Calculating the critical value of the natural frequency and deformation modulus of reinforced concrete structures for dynamic monitoring..... 62

Mushchanov V.F., Orzhekhovskiy A.N., Garanzha I.M., Tanasoglo A.V., Mistyukova S.G.
Ensuring the regulated reliability level of steel bar structures with increased level of responsibility on the example of the roof of the Ilyichevets sports complex in Mariupol 75

Turkovskiy S.B., Andryshchak N.Ch., Stoyanov V.O.
Operating experience with prefabricated wooden arches with rigid joints at a tennis center 90

Fardzinov G.G., Tuskaeva Z.R., Dzaparov A.E.
Some approaches to the technology of connecting reinforcing bars 101

Yuryev R.V., Ivanov D.V., Groshev Yu.M.
On the reliability of construction structures at nuclear power plants..... 113

Foundations, underground structures

Alekseev A.G., Brouchkov A.V., Badina S.V., Buldovich S.N., Drozdov D.S., Dubrovin V.A., Zheleznyak M.N., Lee O.V., Sadurtdinov M.R., Sergeev D.O., Osokin A.B., Okunev S.N., Ostarkov N.A., Fedorov R.Yu., Khrustalev L.N., Pankratov A.A., Kolobova E.A.
Thermal management in the cryolite zone using thermal stabilizers 121

Bryksin V.V.
Distribution of lateral pressure of unbound soil in calculations of flexible retaining structures depending on their deformations 144

Kolybin I.V., Skorikov A.V., Potapova O.A.
Specific features of engineering and geological conditions in the design of bases and foundations in Norilsk and Murmansk..... 158

Building materials and products

Sokolova S.V., Sidorenko Yu.V.
Effect of lime as a modifying additive on the physical and mechanical properties of special concrete 174

Lifecycle management of construction projects

Snimshchikov S.V., Savrasov I.P.
Machine-interpretable standards for quality assessment and structural design in the construction industry..... 185

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-7-21](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-7-21)
УДК 69.059.3

EDN: EVACHB

ПРИМЕНЕНИЕ ПЛАСТИН ИЗ УГЛЕПЛАСТИКА ДЛЯ УСИЛЕНИЯ ДЕРЕВЯННОГО ЭЛЕМЕНТА: АНАЛИЗ ЭФФЕКТИВНОСТИ НА ОСНОВЕ ЧИСЛЕННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ В ANSYS

М.В. АРИСКИН, канд. техн. наук
К.А. ОВЧИННИКОВ✉
Н.В. КНЯЗЕВ

Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, ул. Германа Титова, д. 28, г. Пенза, 440028,
Российская Федерация

Аннотация

Введение. В статье представлено комплексное исследование эффективности применения углепластиковых пластин для усиления деревянных конструкций с дефектами, выполненное с использованием численного моделирования в программном комплексе ANSYS.

Цель. Оценка влияния различных вариантов усиления на распределение напряженно-деформированного состояния.

Материалы и методы. Для моделирования были выбраны деревянные балки с типичными дефектами, локализованными в верхней и нижней зонах сечения, что позволяет всесторонне оценить влияние дефектов на структурную целостность.

Результаты. Рассмотрены варианты усиления, предусматривающие использование пластин из углепластика в сочетании с эпоксидной смолой, что позволило существенно снизить напряжения сжатия, растяжения и пластические деформации. Проведен сравнительный анализ семи различных конструктивных решений, результаты которого выявили оптимальные схемы перераспределения нагрузок и уменьшения прогибов балки. Особое внимание уделено учету нелинейного характера деформаций древесины, что позволяет более точно воспроизвести реальные эксплуатационные условия.

Выводы. Полученные данные демонстрируют высокую эффективность предлагаемого метода усиления, открывая перспективы для дальнейших экспериментальных исследований, практического применения в реконструкции деревянных конструкций и разработки новых нормативных рекомендаций в области строительных технологий. Кроме того, проведенное исследование выявляет потенциал применения современных компьютерных методов анализа в решении сложных инженерных задач, связанных с восстановлением поврежденных деревянных конструкций, что позволяет оптимизировать конструктивные решения и снизить затраты на ремонт.

Ключевые слова: деревянная балка, углепластик, эпоксидная смола, численное моделирование, ANSYS, нелинейная деформация, усиление конструкций, композитные материалы

Для цитирования: Арискин М.В., Овчинников К.А., Князев Н.В. Применение пластин из углепластика для усиления деревянного элемента: анализ эффективности на основе численного моделирования в ANSYS. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2025;46(3):7–21. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-7-21](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-7-21)

Вклад авторов

Арискин М.В. – постановка задачи исследования, разработка методики численного моделирования, анализ и интерпретация полученных данных, формулировка выводов.

Овчинников К.А. – построение расчетных моделей в ANSYS, выполнение численных экспериментов, обработка и систематизация результатов.

Князев Н.В. – подбор и анализ литературных источников, подготовка иллюстративного материала, участие в обсуждении результатов и оформлении текста статьи.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 19.03.2025

Поступила после рецензирования 14.05.2025

Принята к публикации 22.05.2025

CARBON FIBER PLATES FOR REINFORCING WOODEN ELEMENTS: AN EFFICIENCY ANALYSIS BY MEANS OF ANSYS SIMULATION

M.V. ARISKIN, Cand. Sci. (Engineering)

K.A. OVCHINNIKOV✉

N.V. KNYAZEY

Penza State University of Architecture and Construction, German Titov str., 28, Penza, 440028, Russian Federation

Abstract

Introduction. This paper explores the efficiency of using carbon fiber reinforced polymer plates to reinforce defective wooden structures.

Aim. To assess the impact of different reinforcement solutions on the distribution of stress-strain state.

Materials and methods. Numerical modeling was applied using ANSYS simulation software. Wooden beams with typical defects localized in the upper and lower areas of the cross-section were selected for modeling, which provides a comprehensive assessment of the impact of defects on structural integrity.

Results. Options for reinforcement are considered, which involve the use of carbon fiber plates in combination with epoxy resin, thereby significantly reducing compressive and tensile stresses, as well as plastic deformation. Seven different constructional solutions were compared, and the results revealed the optimal schemes for load redistribution and beam deflection reduction. Particular attention was paid to nonlinear wood deformation, which enables the real operating conditions to be reproduced more accurately.

Conclusions. The data obtained demonstrate the high efficiency of the proposed reinforcement solution, thus opening up prospects for further experimental research, practical application in the reconstruction of wooden structures, as well as the development of new regulatory guidelines in the field of construction technologies. In addition, the study reveals the potential of modern computer analysis methods in solving complex engineering problems related to the restoration of damaged wooden structures, thus enabling the optimization of design solutions and reduction of repair costs.

Keywords: wooden beam, carbon fiber reinforced polymer, epoxy resin, numerical modeling, ANSYS software, nonlinear deformation, structural reinforcement, composite materials

For citation: Ariskin M.V., Ovchinnikov K.A., Knyazev N.V. Carbon fiber plates for reinforcing wooden elements: an efficiency analysis by means of ANSYS simulation. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2025;46(3):7–21. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-7-21](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-7-21)

Authors contribution statement

Ariskin M.V. – setting the research aim, developing the numerical modeling methodology, analyzing and interpreting the data, and formulating conclusions.

Ovchinnikov K.A. – building computational models in the ANSYS software, performing numerical experiments, processing and systematizing results.

Knyazev N.V. – selection and review of literature, preparation of illustrative material, participation in the results discussion and article text formatting.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

Authors declare no conflict of interest.

Received 19.03.2025

Revised 14.05.2025

Accepted 22.05.2025

Введение

В современных условиях повышения требований к надежности строительных конструкций актуальной становится проблема усиления деревянных элементов с дефектами. Повреждения древесины могут значительно снижать несущую способность и долговечность элементов. Данная проблема требует разработки эффективных методов их восстановления и усиления. Одним из перспективных направлений является применение композитных материалов. Данный метод неоднократно показывал свою эффективность в области усиления деревянных элементов. В России проводились испытания по усилению с помощью стеклоткани [1]. Также исследовался вопрос влияния количества слоев ленты из углеволокна на увеличение несущей способности [2]. Проводились эксперименты по определению достаточного процента армирования углеволокном [3]. Но вопрос усиления существующих элементов с дефектами полимерными материалами освещен недостаточно в нашей стране. За рубежом проводились исследования по увеличению несущей способности деревянных элементов исторических зданий, которые имели значительные дефекты [4, 5]. Отсутствие нормативной базы и недостаточное количество исследований делает данное направление перспективным. В статье рассмотрены деревянные элементы с несколькими видами дефектов, усиленные пластинами из углепластика и эпоксидной смолой. Настоящее исследование направлено на оценку влияния различных вариантов усиления деревянных балок с дефектами на напряженно-деформированное состояние с использованием численного моделирования в ANSYS [6, 7].

Методика исследования*Описание расчетной модели*

Для исследования выбрана деревянная балка длиной 1200 мм и сечением 100 × 100 мм. Моделирование выполнено для семи вариантов конструкции:

Вариант 1. Контрольная балка без дефектов.

Вариант 2. Балка с дефектом в нижней зоне в середине пролета.

Вариант 3. Балка с дефектом в нижней зоне, заполненным эпоксидной смолой, усиленная пластиной из углепластика на 1/3 длины в центральной части в нижней зоне.

Вариант 4. Балка с дефектом в верхней зоне в середине пролета.

Вариант 5. Балка с дефектом в верхней зоне, заполненным эпоксидной смолой, усиленная пластиной из углепластика на 1/3 длины в центральной части в верхней зоне.

Вариант 6. Балка с дефектами в верхней и нижней зонах в центре пролета.

Вариант 7. Балка с дефектами в обеих зонах, заполненными эпоксидной смолой, усиленная пластинами из углепластика с двух сторон.

Расчетные схемы представлены на рис. 1.

Параметры материалов и граничные условия

Для моделирования принимались усредненные значения на основе существующих данных [8–10], которые в дальнейшем будут уточняться в ходе испытаний.

Древесина:

– Модуль упругости вдоль волокон $E_x = 10$ ГПа, поперек волокон $E_y = 300$ МПа, в радиальном направлении $E_z = 300$ МПа. Коэффициенты Пуассона: $\nu_{xy} = 0,3$; $\nu_{yz} = 0,3$; $\nu_{xz} = 0,5$. Модули сдвига: $G_{xy} = 600$ МПа, $G_{yz} = 600$ МПа, $G_{xz} = 50$ МПа.

– Учен нелинейный характер деформаций при приближении нагрузки к предельным значениям [11].

Углепластик:

– Модуль упругости $E = 230$ ГПа.

Эпоксидная смола:

– Модуль упругости $E = 3,8$ ГПа.

Балка закреплена по схеме «шарнир – шарнир». Нагрузка представлена двумя сосредоточенными силами по 8700 Н, приложенными на расстоянии 400 и 800 мм от левой опоры.

Для учета совместной работы пластины из углеволокна, эпоксидной смолы и древесины выбран тип контактной поверхности – bonded, который позволяет смоделировать работу склеенных между собой элементов.

Программное обеспечение

Численное моделирование выполнено в ANSYS с учетом физической нелинейности древесины.

Результаты моделирования

Для каждого из семи вариантов были определены следующие параметры:

- деформация по оси Y (мм);
- нормальные напряжения (МПа) для сжатия и растяжения;
- пластические деформации (%).

Полученные результаты показывают, что наибольшие деформации наблюдаются в балках с дефектами без усиления, тогда как применение углепластиковых пластин значительно снижает прогиб и перераспределяет напряжения. Вариант 7 (комбинированное усиление обеих зон) продемонстрировал оптимальные показатели по снижению как деформаций,

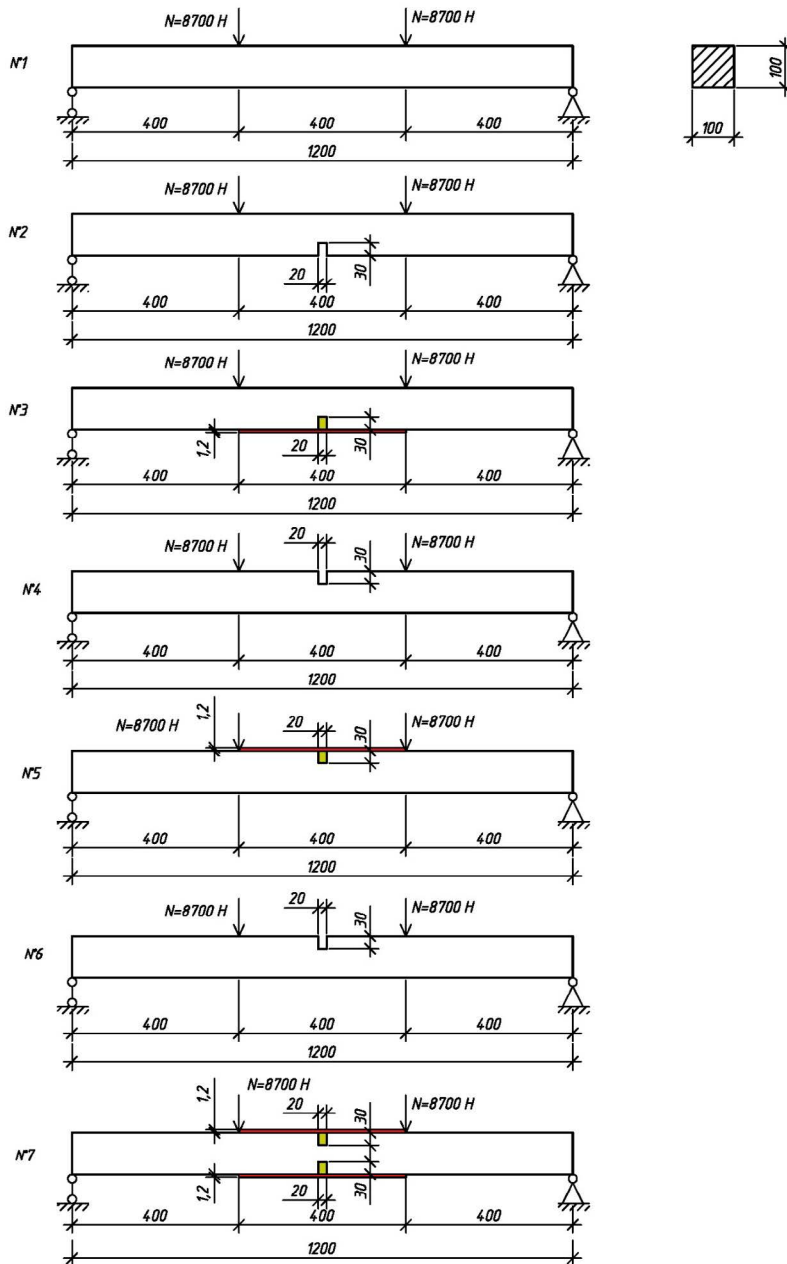


Рис. 1. Расчетные схемы

Fig. 1. Calculation diagrams

так и напряжений. Рис. 2–8 иллюстрируют расчетные схемы и характер распределения напряженно-деформированного состояния для каждого из вариантов.

В табл. 1 представлены результаты численного моделирования для семи вариантов конструкции балки.

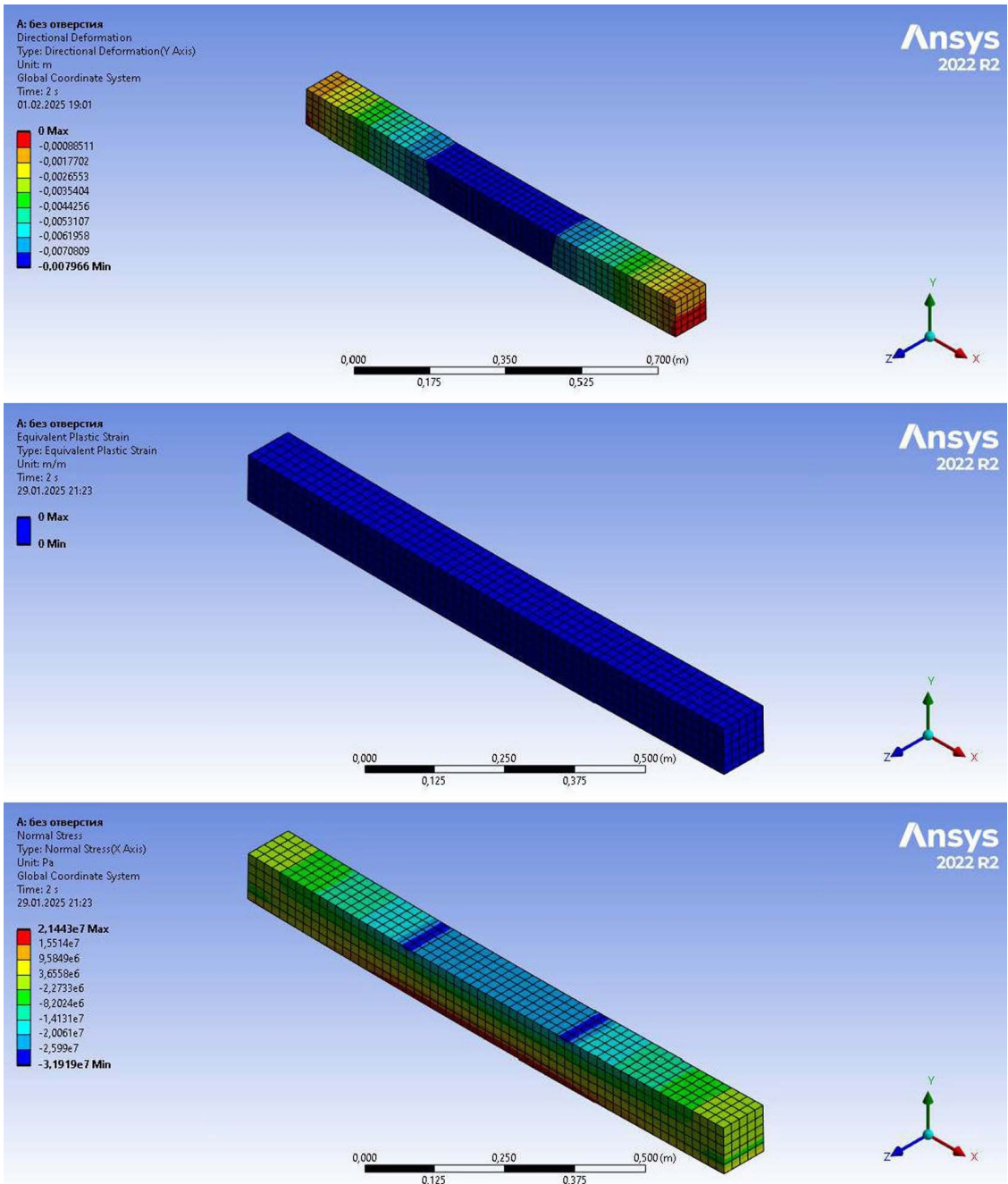


Рис. 2. Вариант 1. Контрольная балка без дефектов
Fig. 2. Option 1. Control beam without defects

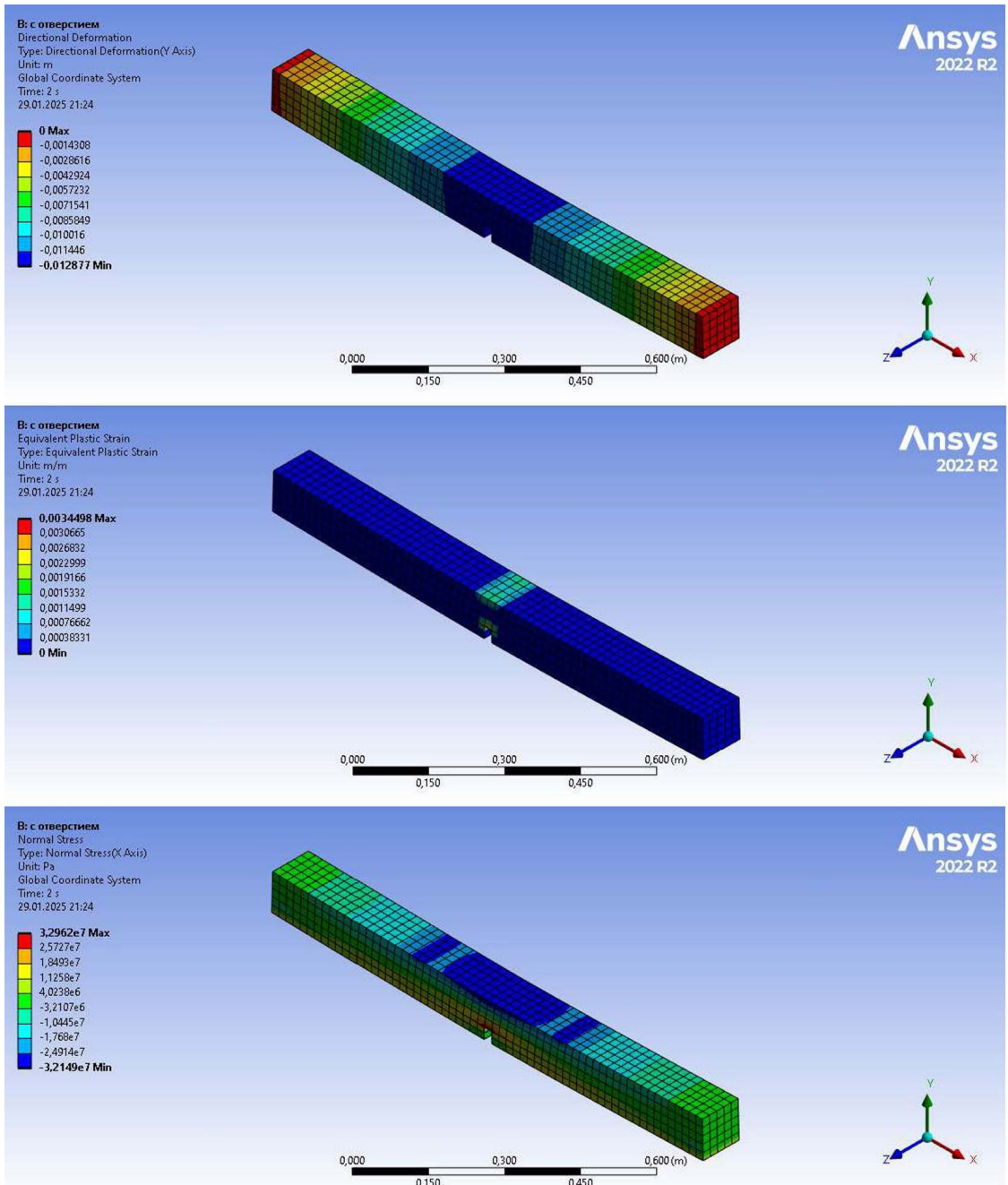


Рис. 3. Вариант 2. Балка с дефектом в нижней зоне в середине пролета
 Fig. 3. Option 2. Beam with a defect in the lower zone in the middle of the span

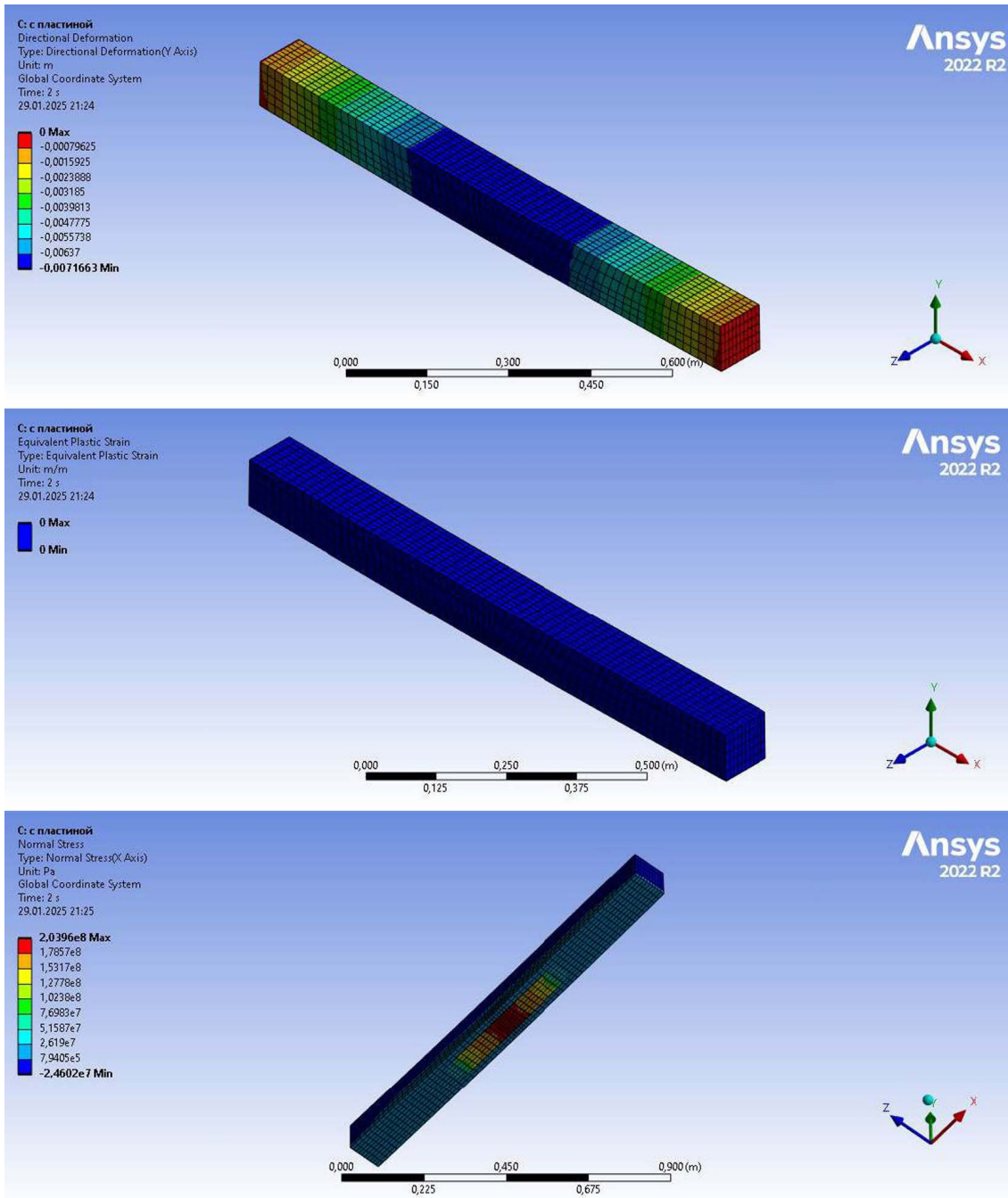


Рис. 4. Вариант 3. Балка с дефектом в нижней зоне, заполненным эпоксидной смолой, усиленная пластиной из углепластика на 1/3 длины в центральной части в нижней зоне

Fig. 4. Option 3. Beam with a lower area defect filled with epoxy resin, which is reinforced with a carbon fiber plate covering 1/3 of the length in the central part of the lower area

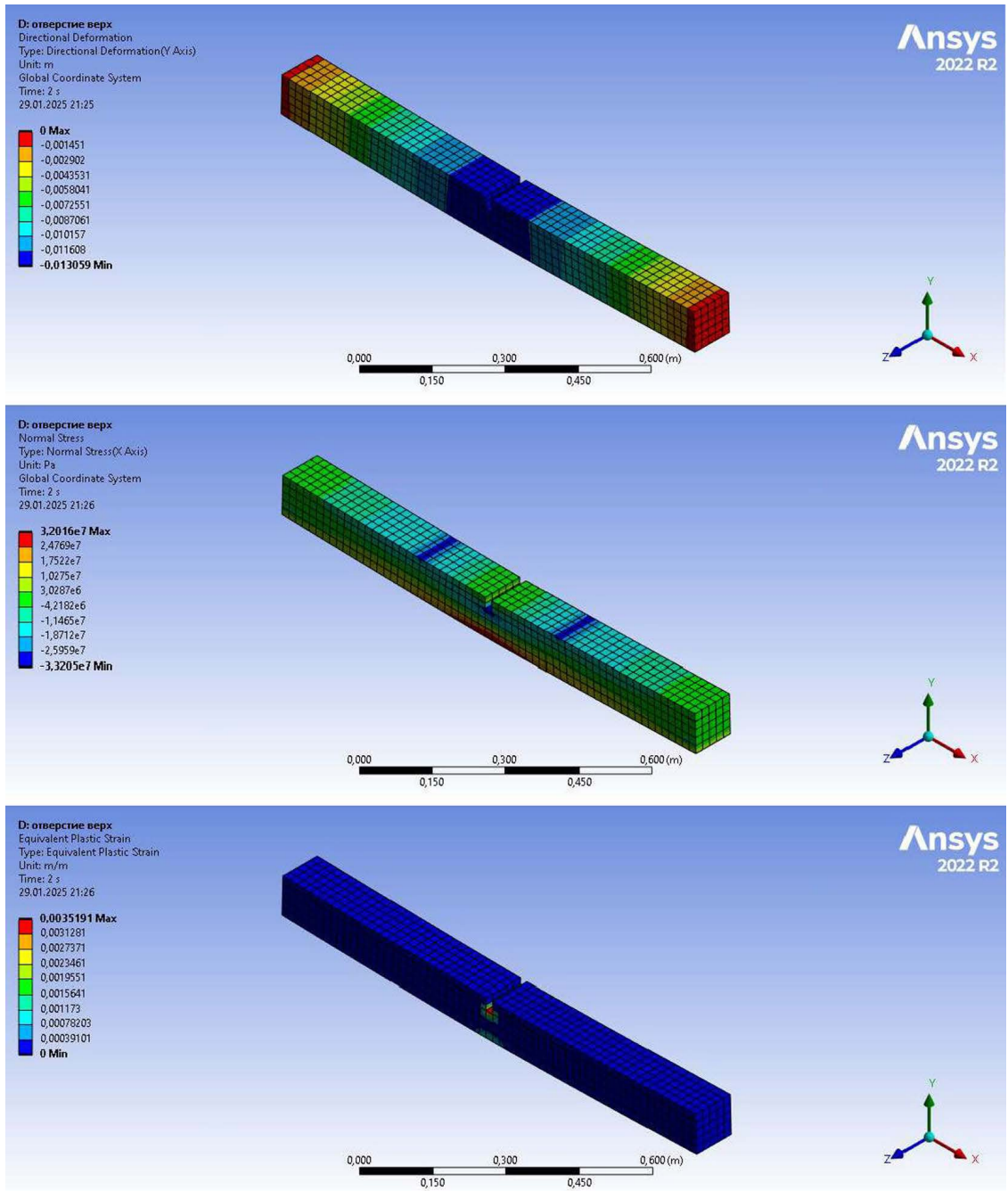


Рис. 5. Вариант 4. Балка с дефектом в верхней зоне в середине пролета
Fig. 5. Option 4. Beam with a defect in the upper area in the middle of the span

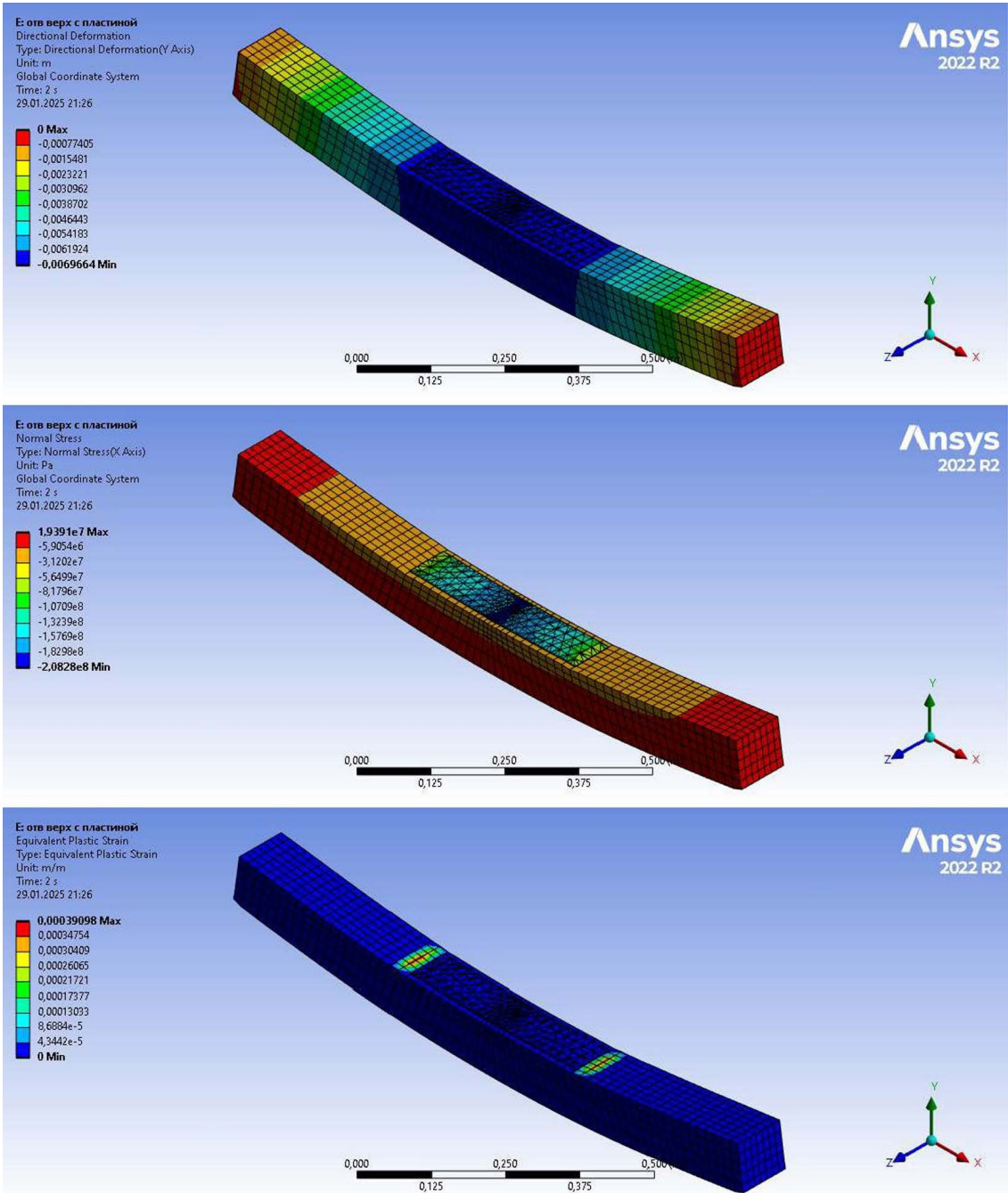
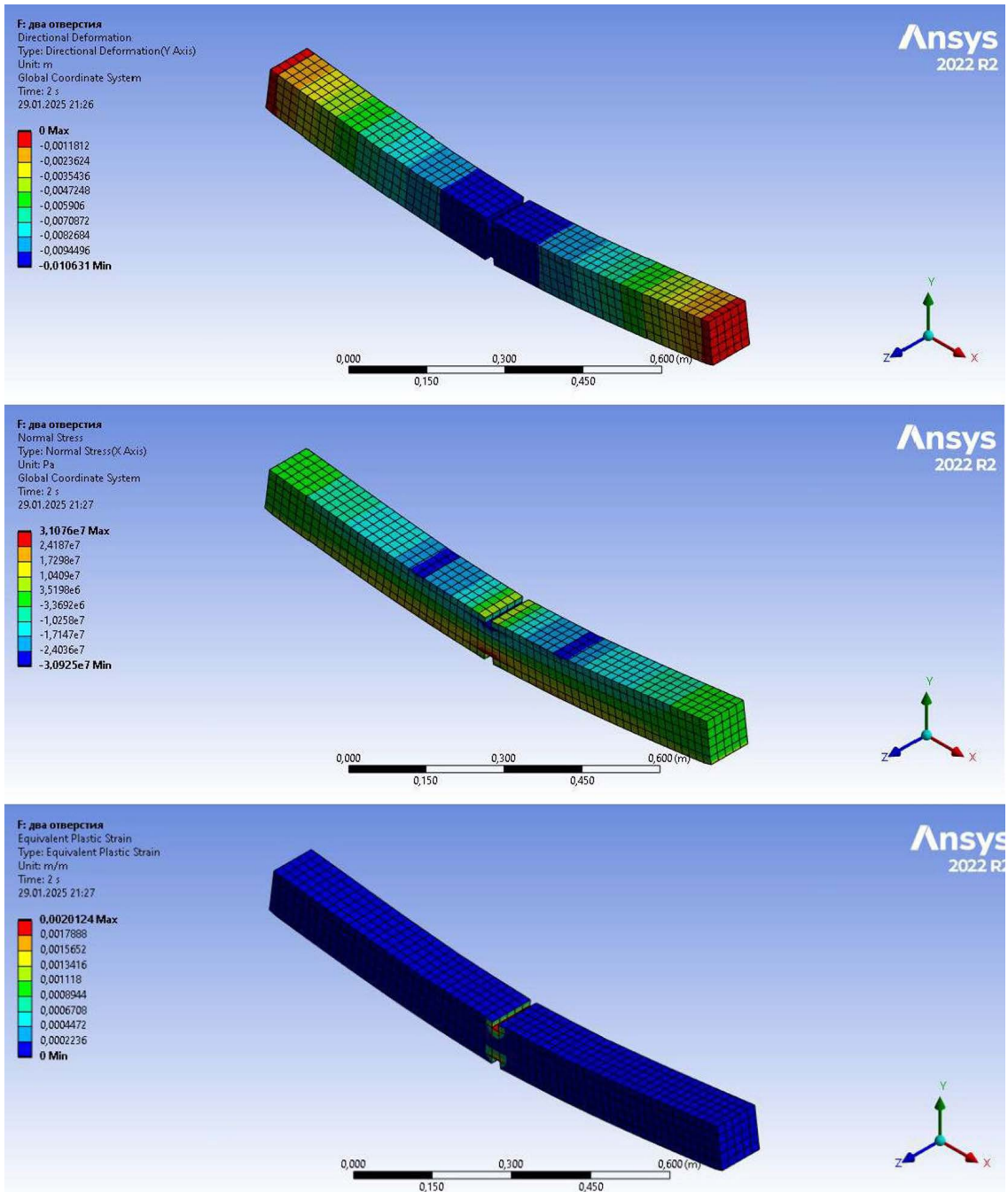


Рис. 6. Вариант 5. Балка с дефектом в верхней зоне, заполненным эпоксидной смолой, усиленная пластиной из углепластика на 1/3 длины в центральной части в верхней зоне
Fig. 6. Option 5. Beam with an upper area defect filled with epoxy resin, which is reinforced with a carbon fiber plate covering 1/3 of the length in the central part of the upper area



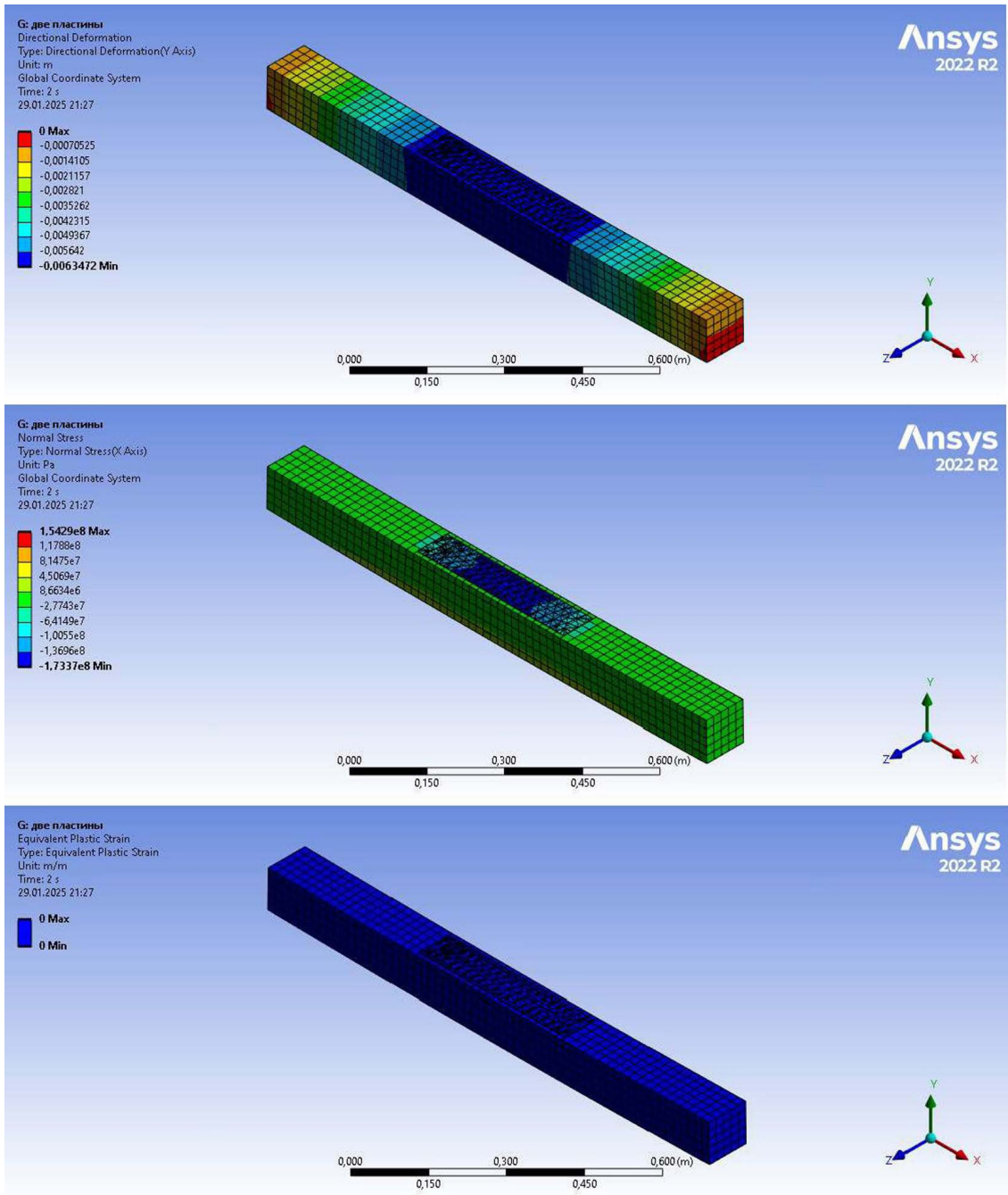


Рис. 8. Вариант 7. Балка с дефектами в обеих зонах, заполненными эпоксидной смолой, усиленная пластинами из углепластика с двух сторон

Fig. 8. Option 7. Beam with the defects in both zones, filled with epoxy resin, reinforced with carbon fiber plates on both sides

Таблица 1

Результаты моделирования

Table 1

Modeling results

Параметр	№ 1	№ 2	№ 3	№ 4	№ 5	№ 6	№ 7
Деформации по оси Y (мм)	7,966	12,877	7,1663	13,059	6,966	10,631	6,3472
Нормальные напряжения (МПа)							
– Сжатие	31,92	32,149	24,6	33,205	27,729	30,93	29,303
– Растяжение	21,44	32,962	28,506	32,016	19,391	31,076	24,352
Пластические деформации, %	0	0,35	0	0,35	0,039	0,2	0

Анализ данных

1. Деформации по оси Y (мм):

- Наибольшие деформации наблюдаются в вариантах № 2 (12,877 мм) и № 4 (13,059 мм), что связано с наличием дефектов в нижней и верхней зонах соответственно.
- Наименьшие деформации зафиксированы в вариантах № 5 (6,966 мм) и № 7 (6,3472 мм), где применено усиление углепластиковыми пластинами. Это подтверждает эффективность усиления для снижения прогибов.

2. Нормальные напряжения (МПа):

- Наибольшие напряжения сжатия наблюдаются в варианте № 4 (33,205 МПа), что связано с дефектом в верхней зоне.
- Наибольшие напряжения растяжения зафиксированы в варианте № 2 (32,962 МПа) и № 4 (32,016 МПа), что также связано с наличием дефектов.
- В вариантах с усилением (№ 3, 5 и 7) напряжения сжатия и растяжения снижены, что свидетельствует о перераспределении нагрузок благодаря углепластиковым пластинам.

3. Пластические деформации (%):

- Пластические деформации наблюдаются в вариантах № 2 (0,35 %), № 4 (0,35 %) и № 6 (0,2 %), что указывает на локальное разрушение древесины в зонах дефектов.
- В вариантах с усилением (№ 3, 5 и 7) пластические деформации отсутствуют или минимальны, что подтверждает эффективность применения углепластика для предотвращения разрушения.

Обсуждение результатов

Анализ результатов моделирования свидетельствует о том, что применение пластин из углепластика в сочетании с эпоксидной смолой позволяет существенно уменьшить локальные напряжения и деформации в зонах дефектов. Варианты с усилением показывают перераспределение напряжений, что препятствует возникновению пластических деформаций и предотвращает разрушение конструкции. Особенно эффективным является комбинированное усиление (вариант 7), при котором наблюдаются минимальные значения деформаций и отсутствуют пластические деформации. Эти результаты подтверждают

перспективность использования композитных материалов для восстановления и усиления деревянных конструкций.

Перспективы и направления дальнейших исследований

Дальнейшие исследования должны быть направлены на:

- экспериментальную проверку численных результатов;
- оптимизацию геометрических параметров углепластиковых пластин;
- детальное исследование влияния различных типов дефектов на эффективность усиления;
- разработку рекомендаций и нормативных документов по применению композитных материалов в реконструкции деревянных конструкций.

Заключение

Проведенное исследование подтверждает высокую эффективность применения пластин из углепластика для усиления деревянных балок с дефектами. Учет нелинейного поведения древесины при приближении к предельным нагрузкам позволяет более точно оценить распределение напряженно-деформированного состояния, а комбинированное использование углепластика и эпоксидной смолы обеспечивает значительное снижение деформаций и предотвращает локальные разрушения. Результаты моделирования открывают перспективы для дальнейших экспериментальных исследований и практического применения разработанных методик в реконструкции, реставрации и модернизации деревянных конструкций.

Список литературы

1. Рощина С.И., Сергеев М.С., Лукина А.В., Лисятников М.С. Исследование деревокомпозитных конструкций с применением эпоксидных олигомеров модифицированных углеродными нанотрубками. Научно-технический вестник Поволжья. 2013;(2):189–192.
2. Лобов Д.М., Крицин А.В., Тихонов А.В. Особенности армирования деревянных элементов, усиленных углеродным волокном, при статическом изгибе. Известия КГАСУ. 2013;(2):132–138.
3. Klyuev S., Lobov D. External Reinforcement of Wooden Beam Structures with Carbon Fiber Composite Materials. Construction of Unique Buildings and Structures. 2023;109:10911.
4. Rescalvo F.J., Valverde-Palacios I., Suarez E., Gallego A. Experimental and analytical analysis for bending load capacity of old timber beams with defects when reinforced with carbon fiber strips. Composite Structures. 2018;186:29–38. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.11.078>.
5. Brol J., Wdowiak-Postulak A. Old timber reinforcement with FRPs. Materials. 2019;12(24):4197. <https://doi.org/10.3390/ma12244197>.
6. Басов К.А. ANSYS: справочник пользователя. Москва: ДМК; 2005.
7. ANSYS 2022/R2. Workbench User's Guide. Southpointe: ANSYS, Inc.; 2022. Available at: https://moodle.umontpellier.fr/pluginfile.php/1850414/mod_resource/content/0/Workbench_Users_Guide.pdf.
8. Ашкенази Е.К. Анизотропия древесины и древесных материалов. Москва: Лесная промышленность; 1978.
9. ТУ 23.99.14-041-38276489-2017. Технические условия на углепластиковые материалы. Москва; 2017.
10. Epoxy resin. DesignerData [internet]. Available at: <https://designerdata.nl/materials/plastics/thermo-sets/epoxy-resin> (дата обращения: 16.03.2025).
11. Пятикрестовский К.П., Травуш В.И. О программировании нелинейного метода расчета деревянных конструкций. Academia. Архитектура и строительство. 2015;(2):115–119.

References

1. *Roshchina S.I., Sergeev M.S., Lukina A.V., Lisyatnikov M.S.* Study of wood composite structures using epoxy oligomers modified with carbon nanotubes. Scientific and Technical Volga region Bulletin. 2013;(2):189–192. (In Russian).
2. *Lobov D.M., Kritsin A.V., Tikhonov A.V.* Features of reinforcement of wooden elements reinforced with carbon fiber under static bending. News KSUAE. 2013;(2):132–138. (In Russian).
3. *Klyuev S., Lobov D.* External Reinforcement of Wooden Beam Structures with Carbon Fiber Composite Materials. Construction of Unique Buildings and Structures. 2023;109:10911.
4. *Rescalvo F.J., Valverde-Palacios I., Suarez E., Gallego A.* Experimental and analytical analysis for bending load capacity of old timber beams with defects when reinforced with carbon fiber strips. Composite Structures. 2018;186:29–38. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.11.078>.
5. *Brol J., Wdowiak-Postulak A.* Old timber reinforcement with FRPs. Materials. 2019;12(24):4197. <https://doi.org/10.3390/ma12244197>.
6. *Basov K.A.* ANSYS: user's guide. Moscow: DMK Publ.; 2005. (In Russian).
7. ANSYS 2022/R2. Workbench User's Guide. Southpointe: ANSYS, Inc.; 2022. Available at: https://moodle.umontpellier.fr/pluginfile.php/1850414/mod_resource/content/0/Workbench_Users_Guide.pdf.
8. *Ashkenazi E.K.* Anisotropy of wood and wood materials. Moscow: Lesnaya promyshlennost' Publ.; 1978. (In Russian).
9. TU 23.99.14-041-38276489-2017. Technical conditions for carbon fiber materials. Moscow; 2017. (In Russian).
10. Epoxy resin. DesignerData [internet]. Available at: <https://designerdata.nl/materials/plastics/thermo-sets/epoxy-resin> [accessed 16 March 2025].
11. *Pyatikrestovsky K.P., Travush V.I.* On programming a nonlinear method for calculating wooden structures. Academia. Architecture and Construction. 2015;(2):115–119. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Максим Васильевич Арискин, канд. техн. наук, доцент кафедры строительных конструкций, Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, Пенза

e-mail: m.v.ariskin@mail.ru

Maxim V. Ariskin, Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, Department of Building Structures, Penza State University of Architecture and Construction, Penza

e-mail: m.v.ariskin@mail.ru

Кирилл Алексеевич Овчинников[✉], аспирант кафедры строительных конструкций, Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, Пенза

e-mail: kirillovchinnikov25@gmail.com

Kirill A. Ovchinnikov[✉], Postgraduate Student, Department of Building Structures, Penza State University of Architecture and Construction, Penza

e-mail: kirillovchinnikov25@gmail.com

Николай Владимирович Князев, аспирант кафедры строительных конструкций, Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, Пенза

e-mail: schedou2306@mail.ru

Nikolay V. Knyazev, Postgraduate Student, Department of Building Structures, Penza State University of Architecture and Construction, Penza

e-mail: schedou2306@mail.ru

[✉]Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-22-42](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-22-42)
УДК 624.075.4

EDN: FKKCEI

РАЗВИТИЕ ИНЖЕНЕРНОЙ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА УСТОЙЧИВОСТИ ПЛОСКОЙ ФОРМЫ ИЗГИБА ДВУТАВРОВОЙ БАЛКИ

А.О. ИЛЬЮШЕНКОВ

АО «Территориальный проектный институт «Хабаровскпромпроект», ул. Уссурийский бульвар, д. 2, г. Хабаровск, 680000,
Российская Федерация

Аннотация

Введение. Нет сомнений в том, что методика расчета устойчивости плоской формы изгиба балки является одним из самых слабых мест в текущем своде правил по стальным конструкциям. Из-за ограничений метода результаты расчета часто не согласуются с численными расчетами и исследованиями. Нормативный метод расчета основан на трехфакторной формуле и позволяет рассчитывать только простые случаи. В то время как применение стальных зданий для различных нужд растет, нормы проектирования отстают от сегодняшних потребностей и часто оказываются неспособными следовать за расчетами и давать достаточные ответы на вопросы. Как кажется, причина кроется в том, что в области теории устойчивости нет современных разработок. Мы никак не пересматриваем наши предыдущие результаты и даже не пытаемся улучшить текущую теорию. А в случае с теорией балок похоже, что мы завели ее в тупик.

Цель. Создание современного подхода в разрешении вопроса изгибно-крутильной потери устойчивости балки. Создание единого уравнения коэффициента устойчивости при изгибе.

Материалы и методы. Переработка бифуркационной задачи по теории В.З. Власова для тонкостенных стержней и разработка формулы в деформационной теории на основании формулы Мерчанта, показательной и степенной функций.

Результаты. По результатам работы предлагается усовершенствованная методика расчета устойчивости плоской формы изгиба балки, а также новый набор коэффициентов и уравнений для решения задачи. Предложенные решения дополняют и расширяют СП 16.13330.2017.

Выводы. Показывается возможность расширения методов и норм расчета стальных конструкций в части общей устойчивости балок.

Ключевые слова: устойчивость, изгибно-крутильная устойчивость, дифференциальное уравнение, двутавровая балка, формула Мерчанта, бифуркационная теория, деформационная теория, показательная функция

Для цитирования: Ильюшенко А.О. Развитие инженерной методики расчета устойчивости плоской формы изгиба двутавровой балки. Вестник НИЦ «Строительство». 2025;46(3):22–42. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-22-42](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-22-42)

Вклад автора

Автор берет на себя ответственность за все аспекты работы над статьей.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 20.05.2025

Поступила после рецензирования 09.07.2025

Принята к публикации 17.07.2025

DEVELOPMENT OF ENGINEERING METHODOLOGY FOR CALCULATING THE PLANE BENDING STABILITY OF AN I-BEAM

A.O. ILYUSHENKOV

Territorial Design Institute Khabarovskpromproekt JSC, Ussuriysky Blvd., 2, Khabarovsk, 680000, Russian Federation

Abstract

Introduction. In the ongoing code of practice for steel structures, the methodology for calculating the plane bending stability of beams is undoubtedly regarded as its' weak point. Due to the limitations of the method, the calculation results often do not agree with numerical calculations and studies. The normative calculation method uses a three-factor formula, thus providing for the calculation of simple cases only. While the use of steel structures for various needs is increasing, design codes remain behind the present demands thereby often failing to follow the calculations and provide sufficient answers to questions. Apparently, the reason lies in the fact that there are no modern developments in the field of stability theory. No previous results are revised and no attempt is made to improve the current theory. Moreover, in the case of beam theory, a dead end seems to have been reached.

Aim. To develop a more advanced approach in resolving the bending-torsional loss of beam stability, as well as to make a unified equation of bending stability coefficient.

Materials and methods. The bifurcation problem in V.Z. Vlasov theory for thin-walled rods was revised, and a formula in deformation theory was developed based on Merchant's formula, exponential and degree functions.

Results. An improved methodology for calculating the stability of the plane bending form of a beam, as well as a new set of coefficients and equations for solving the problem are proposed. These solutions complement and extend SP 16.13330.2017.

Conclusions. The methods and standards for the calculation of steel structures in terms of the overall stability of beams can be extended to comply with contemporary requirements.

Keywords: stability, bending-torsional stability, differential equation, I-beam, Merchant's formula, bifurcation theory, deformation theory, exponential function

For citation: Ilyushenkov A.O. Development of engineering methodology for calculating the plane bending stability of an I-beam. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2025;46(3):22–42. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-22-42](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-22-42)

Author contribution statement

The author takes responsibility for all aspects of the paper.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The author declares no conflict of interest.

Received 20.05.2025

Revised 09.07.2025

Accepted 17.07.2025

Введение

Техническая теория пространственной устойчивости тонкостенного стержня открытого профиля постоянного сечения была изложена в трудах В.З. Власова [1] в 50-х годах прошлого столетия. Для того чтобы составить понимание, что заключено в сегодняшних нормах по стальному строительству в отношении расчета балок на общую устойчивость, достаточно изучить книгу Б.М. Броуде [2]. Справочную информацию, способствующую пониманию методов решения задач устойчивости, можно найти в книге [3]. Расчет балки на общую устойчивость осуществляется по бифуркационной теории по «трехфакторной формуле». Для вычисления изгибно-крутильного критического момента требуется определить три числовых коэффициента. Каждому виду и месту приложения поперечной нагрузки по длине балки и высоте поперечного сечения определен свой набор коэффициентов. Настоящие нормы по стальным конструкциям [4] содержат достаточно ограниченную инженерную методику расчета устойчивости плоской формы изгиба балки. Остающаяся неизменной со времени публикации книги Б.М. Броуде, методика не различает комбинационного приложения поперечных нагрузок к балке, как и действий разных концевых изгибающих моментов. А наличие уравнений аппроксимационных кривых изгибно-крутильной характеристики балки $\psi(\alpha)$ только усугубляет статус методики, так как требует индивидуальной формулы $\psi(\alpha)$ для каждого случая. В связи с этим требуется пересмотреть классическое решение и продемонстрировать иной путь решения задачи.

Постановка задачи

За основу в разрешении проблемы устойчивости плоской формы изгиба балки двутаврового симметричного сечения принимаем дифференциальное уравнение равновесия:

$$EI_{\omega} \theta^{IV} - GI_t \theta'' - \frac{M_x^2}{EI_y} \theta + q_y e_y \theta = 0, \quad (1)$$

где EI_{ω} – секториальная жесткость (жесткость при депланации);

GI_t – жесткость при кручении;

EI_y – изгибная жесткость из плоскости действия изгибающего момента M_x ;

e_y – расстояние по высоте балки от центра тяжести совпадающего с центром изгиба до точки приложения поперечной нагрузки;

M_x – изгибающий момент от внешней поперечной нагрузки, действующий на длине балки l в точке z ;

q_y – интенсивность нагрузки.

Мы будем следовать организации и традициям свода правил по стальным конструкциям [4, 5] и получим конечные формулировки в удовлетворяющей форме записи документа СП 16.13330.2017. В разработке инженерной методики будет полезен справочник интегралов [6], а также идеи и мысли, изложенные в книге П.И. Алексеева [7].

Решение осуществляем в безразмерной форме.

Длина балки в безразмерной форме:

$$\xi = \frac{z}{l}, 0 \leq \xi \leq 1. \quad (2)$$

Первая и вторая производные ξ :

$$\xi' = \frac{d\xi}{dz} = \frac{1}{l}, \quad (3)$$

$$\xi'' = \frac{d^2\xi}{d^2z} = 0. \quad (4)$$

Безразмерный параметр для изгибающего момента m_b :

$$m_b = \frac{M_x}{M_{b,\max}}, \quad (5)$$

где $M_{b,\max}$ – максимальный балочный изгибающий момент.

Первая производная m_b (5) по dz дает поперечную силу:

$$\frac{dm_b}{dz} = \frac{dM_x}{dz} \frac{1}{M_{b,\max}} = \frac{Q_y}{M_{b,\max}}. \quad (6)$$

Первая производная m_b по $d\xi$ с учетом (3):

$$\frac{dm_b}{dz} \frac{d\xi}{d\xi} = \frac{m'_b}{l}. \quad (7)$$

Вторая производная m_b (5) по dz дает равномерно распределенную нагрузку:

$$\frac{d^2m_b}{dz^2} = \frac{d^2M_x}{dz^2} \frac{1}{M_{b,\max}} = -\frac{q_y}{M_{b,\max}}. \quad (8)$$

Вторая производная m_b по $d\xi$ с учетом (4):

$$\frac{d^2m_b}{dz^2} = \frac{m''_b}{l^2}. \quad (9)$$

Приравнявая (8) и (9), выражаем равномерно распределенную нагрузку:

$$q_y = -\frac{M_{b,\max}}{l^2} m''_b. \quad (10)$$

Для разрешения дифференциального уравнения (1) применяем аналитический метод Бубнова – Галеркина. Для шарнирно опертой балки применяется базисная функция в виде ряда синуса:

$$\varphi_i(z) = A_1 \sin(\pi \xi) + A_2 \sin(2\pi \xi) \dots + A_i \sin(n\pi \xi). \quad (11)$$

Удерживая в методе Бубнова – Галеркина только первый член базисной функции синуса (11) и подставляя безразмерные переменные в уравнение равновесия (1), получим интегральное равенство:

$$\begin{aligned} EI_{\omega} \frac{\pi^4}{l^4} \int_0^1 \sin^2 \pi \xi d\xi + GI_t \frac{\pi^2}{l^2} \int_0^1 \sin^2 \pi \xi d\xi = \\ = \frac{M_{cr}^2}{EI_y} \int_0^1 m_b^2 \sin^2 \pi \xi d\xi - M_{cr} \frac{e_y}{l^2} \int_0^1 m_b'' \sin^2 \pi \xi d\xi. \end{aligned} \quad (12)$$

Решение дифференциального уравнения

Обозначим интегральные выражения, содержащие изгибающий момент, через:

$$Q_b = \int_0^1 m_b^2 \sin^2 \pi \xi d\xi. \quad (13)$$

$$Q_a = \int_0^1 m_b'' \sin^2 \pi \xi d\xi. \quad (14)$$

Интегралы при секториальной и крутильной жесткости решаются таблично [6], поэтому с учетом введенных обозначений (13) и (14) решение (12) в сокращенном виде:

$$\frac{M_{cr}^2}{EI_y} Q_b - M_{cr} \frac{e_y}{l^2} Q_a - \left(\frac{1}{2} EI_{\omega} \frac{\pi^4}{l^4} + \frac{1}{2} GI_t \frac{\pi^2}{l^2} \right) = 0. \quad (15)$$

Формулировка уравнения упругого критического изгибающего момента

При рассмотрении вопроса устойчивости интересует только положительный корень квадратного уравнения (15):

$$M_{cr} = \frac{EI_y}{2Q_b} \left(\frac{e_y}{l^2} Q_a + \sqrt{\left(\frac{e_y}{l^2} Q_a \right)^2 + \frac{2Q_b}{EI_y} \left(EI_{\omega} \frac{\pi^4}{l^4} + GI_t \frac{\pi^2}{l^2} \right)} \right). \quad (16)$$

В (16) присутствует эксцентриситет e_y , который определяет место приложения поперечной нагрузки по высоте сечения. e_y заключен в границы, считая, что центр тяжести и центр изгиба балки – это ноль:

$$-0,5h \leq e_y \leq +0,5h. \quad (17)$$

В безразмерном виде:

$$0,5h \left(-\frac{h(y)}{h} \right) \leq e_y \leq 0,5h \left(+\frac{h(y)}{h} \right). \quad (18)$$

Вводим безразмерный параметр e_y^* , который обратится в равенство:

$$e_y^* = \frac{h(y)}{h}, -1 \leq e_y^* \leq 1, \quad (19)$$

где h – полная высота двутавра;

$h(y)$ – ордината по высоте поперечного сечения балки, отсчитываемая от центра тяжести, на которой будет приложена поперечная нагрузка, $-h \leq h(y) \leq +h$.

Нормативный параметр изгибно-крутильной характеристики:

$$\alpha = \frac{GI_t \times l^2}{EI_\omega}. \quad (20)$$

Преобразуем уравнение (16) с учетом (18) и (20):

$$M_{cr} = \left(\frac{1}{\sqrt{2Q_b}} \right) \frac{2hEI_y}{l^2} \left(\frac{e_y^* Q_a}{\sqrt{32Q_b}} + \sqrt{\frac{e_y^{*2} Q_a^2}{32Q_b} + \frac{\pi^2}{16} (\pi^2 + \alpha)} \right). \quad (21)$$

В (21) выделяем новый изгибно-крутильный параметр балки при чистом изгибе:

$$\psi_0 = \frac{\pi}{4} \sqrt{\pi^2 + \alpha}. \quad (22)$$

$$M_{cr} = \left(\frac{1}{\sqrt{2Q_b}} \right) \frac{2hEI_y}{l^2} \left(e_y^* \frac{Q_a}{\sqrt{32Q_b}} + \sqrt{e_y^{*2} \frac{Q_a^2}{32Q_b} + \psi_0^2} \right). \quad (23)$$

В (23) выделим два коэффициента. Первый коэффициент влияния градиента изгибающего момента:

$$C_b = \frac{1}{\sqrt{2Q_b}}. \quad (24)$$

Второй коэффициент определяет вид поперечной нагрузки взаимовязанный с e_y^* :

$$C_a = \frac{Q_a}{\sqrt{2Q_b}} = \frac{\int_0^1 m_b'' \sin^2 \pi \xi d\xi}{\sqrt{2 \int_0^1 m_b^2 \sin^2 \pi \xi d\xi}} = Q_a C_b. \quad (25)$$

Инженерная методика расчета устойчивости плоской формы изгиба балки

Расчет на устойчивость изгибаемого элемента сплошного сечения при изгибе в плоскости стенки, совпадающей с плоскостью симметрии сечения, согласно СП 16.13330.2017 [4], производят по формуле:

$$\frac{M_x}{\Phi_b W_x R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (26)$$

Критические напряжения для симметричного двутавра:

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{b,\max}}{W_x} = \frac{M_{b,\max}}{2I_x} h. \quad (27)$$

Коэффициент устойчивости при изгибе Φ_b определяется через напряжения текучести:

$$\Phi_b = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_T} = \frac{M_{b,\max}}{2I_x R_y} h. \quad (28)$$

Подставляем (28) в (23):

$$\Phi_b = C_b \frac{EI_y}{R_y I_x} \frac{h^2}{l^2} \left(e_y^* \frac{Q_a}{\sqrt{32Q_b}} + \sqrt{e_y^{*2} \frac{Q_a^2}{32Q_b} + \Psi_0^2} \right). \quad (29)$$

Из (29) выделяем нормативный параметр Ψ :

$$\Psi = C_b \left(e_y^* \frac{Q_a}{\sqrt{32Q_b}} + \sqrt{e_y^{*2} \frac{Q_a^2}{32Q_b} + \Psi_0^2} \right). \quad (30)$$

Квадратный корень в (30) подлежит разложению в степенной ряд:

$$\sqrt{1+x} = 1 + \frac{x}{2} - \frac{x^2}{8} + \dots = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n (2n)!}{(1-2n)n^2!4^n} x^n. \quad (31)$$

Ряд (31) ограничиваем удержанием первых двух членов в силу малой поправки последующих членов более высоких порядков:

$$\sqrt{b+a^2} = a\sqrt{1+\frac{b}{a^2}} = a\left(1+\frac{b}{2a^2}\right). \quad (32)$$

Тогда (30) с учетом (32) дает:

$$\psi = C_b \left(\psi_0 + e_y^* \frac{Q_a}{\sqrt{32Q_b}} + e_y^{*2} \frac{Q_a^2}{32Q_b} \frac{1}{2\psi_0} \right). \quad (33)$$

Или в сокращенной форме:

$$\psi = C_b (\psi_0 + \eta), \quad (34)$$

где C_b – коэффициент, зависящий от вида поперечной нагрузки, по (24);

ψ_0 – изгибно-крутильный коэффициент при чистом изгибе по (22);

η – новый обобщенный коэффициент места приложения поперечной нагрузки (35).

$$\eta = e_y^* \frac{Q_a}{\sqrt{32Q_b}} + e_y^{*2} \frac{Q_a^2}{32Q_b} \frac{1}{2\psi_0} = e_y^* \frac{C_a}{4} + e_y^{*2} \frac{C_a^2}{16} \frac{1}{2\psi_0}. \quad (35)$$

В (35) по-прежнему присутствует характеристика ψ_0 . Однако второе слагаемое в целом всегда вносит очень малую поправку и только лишь при $\alpha \rightarrow 0$. Коэффициент η можно рассмотреть через верхнюю и нижнюю границы решения.

При $\alpha = 0$, $\psi_0 = 0,25\pi^2$, поэтому:

$$\eta = e_y^* \frac{C_a}{4} + e_y^{*2} \frac{C_a^2}{8\pi^2}. \quad (36)$$

При $\alpha = 400$, $\psi_0 \approx 16$:

$$\eta = e_y^* \frac{C_a}{4} + e_y^{*2} \frac{C_a^2}{512} \approx e_y^* \frac{C_a}{4} + 0. \quad (37)$$

Уравнение (37) – это нижняя граница коэффициента η , отделенная от изгибно-крутильной части ψ_0 . Его значение зависит только от второй производной изгибающего момента (25), что делает его простым числом. Его возможно обобщить от множества случаев к одному, что в свою очередь делает уравнение изгибно-крутильного параметра ψ (34) свободным от необходимости иметь таблицы или полиномы, как это существует сейчас в [4]. Коэффициент η можно аппроксимировать и с помощью интерполяционного полинома Лагранжа и Ньютона [3]:

$$Q(x) = A_0 + A_1x + A_2x^2. \quad (38)$$

При $e_y^* = 0, A_0 = 0$. Тогда в виде неполного квадратного уравнения:

$$\eta = A_1 e_y^{*2} + A_2 e_y^* . \quad (39)$$

Будем рассматривать шарнирно опертую балку, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой и концевыми изгибающими моментами, одновременно. Расчетная схема балки показана на рис. 1а.

При действии двух внешних нагрузок одновременно безразмерный параметр (5):

$$m_b^2 = \left(\frac{M_{x,1} + M_{x,2}}{M_{b1,\max} + M_{b2,\max}} \right)^2 = \frac{M_{x,1}^2 + 2M_{x,1}M_{x,2} + M_{x,2}^2}{(M_{b1,\max} + M_{b2,\max})^2} . \quad (40)$$

Изменение изгибающего момента по длине стержня от действия разных концевых изгибающих моментов происходит линейно:

$$M_{x,1} = \xi(1+k) - 1 . \quad (41)$$

Закон изменения изгибающего момента от действия равномерно распределенной нагрузки:

$$M_{x,2} = 0,5ql^2(\xi^2 - \xi) . \quad (42)$$

Максимальный изгибающий момент для $M_{x,1}$ находится на одной из опор, поэтому:

$$M_{b1,\max} = M_A . \quad (43)$$

Максимальный изгибающий момент на середине балки от равномерно распределенной нагрузки:

$$M_{b2,\max} = M_B = 0,125ql^2 . \quad (44)$$

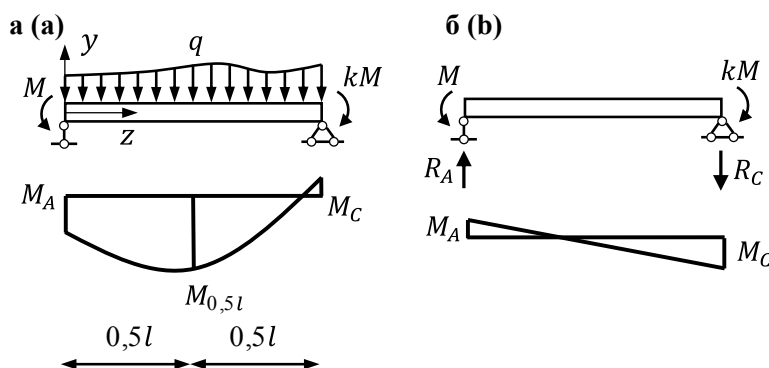


Рис. 1. Шарнирно опертая балка, подверженная действию разных концевых изгибающих моментов и равномерно распределенной нагрузки

Fig. 1. A pinned beam subjected to different end bending moments and a uniformly distributed load

Подставляем сумму моментов (40) в уравнение градиента изгибающего момента C_b (24):

$$C_b = \frac{M_A + M_B}{\sqrt{2 \int_0^1 (M_{x,1}^2 + 2M_{x,1}M_{x,2} + M_{x,2}^2) \sin^2 \pi \xi d\xi}} = \frac{M_A + M_B}{\sqrt{2C_c}}. \quad (45)$$

В знаменателе (45) находится квадрат суммы. Выделяем его отдельно и подставляем (41) и (42):

$$\begin{aligned} C_c = & M_A^2 \int_0^1 (\xi(1+k)-1)^2 \sin^2 \pi \xi d\xi + \\ & + 2M_A \int_0^1 (\xi(1+k)-1) (0,5ql^2 (\xi^2 - \xi)) \sin^2 \pi \xi d\xi + \\ & + \int_0^1 (0,5ql^2 (\xi^2 - \xi))^2 \sin^2 \pi \xi d\xi. \end{aligned} \quad (46)$$

Для решения (46) следует использовать свойство дистрибутивности интеграла; понижение степени синуса; интегрирование по частям. Запишем конечный результат интегрирования:

$$C_c = M_A^2 \frac{a_3}{2} - 0,434M_A M_B (k-1) + 0,39M_B^2, \quad (47)$$

где $a_3 = 0,283k^2 - 0,434k + 0,283$; $k = M_A / M_B$.

Подставляем (47) в (45) и находим, что коэффициент влияния градиента момента C_b при действии двух внешних нагрузок одновременно:

$$C_b = \frac{M_A + M_B}{\sqrt{M_A^2 a_3 - 0,87M_A M_B (k-1) + 0,78M_B^2}}. \quad (48)$$

Если одна из нагрузок в (48) отсутствует, например $k = 0$, $M_A = 0$, тогда имеет случай только равномерно распределенной нагрузки, для которой существует единственное решение:

$$C_b = \frac{M_B}{\sqrt{0,78M_B^2}} = 1,13. \quad (49)$$

Для случая, когда балка подвержена только действию концевых изгибающих моментов и $M_B = 0$, либо эпюра изгибающих моментов такова, что она может быть описана линейной зависимостью или имеет пологий и близкий к линейному вид:

$$C_b = \frac{M_A}{\sqrt{M_A^2 a_3}} = \sqrt{\frac{1}{a_3}} = \sqrt{\frac{1}{0,262k^2 - 0,431k + 0,307}}. \quad (50)$$

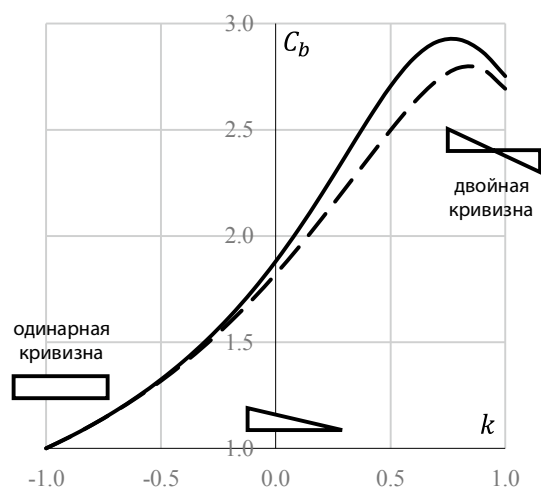


Рис. 2. Приближенная и точная кривая коэффициента C_b при действии разных концевых изгибающих моментов

Fig. 2. Approximate and exact curve of the C_b coefficient under different end bending moments

В формуле (50) приведен уточненный коэффициент α_3 [8] при условии удержания большего количества членов ряда синуса (11). Для шарнирно опёртой балки в методе Бубнова – Галеркина обычно достаточно удерживать только первый член ряда (11). Погрешность мала при сравнении с численным решением. Но для концевых моментов (41) в области двойной кривизны, когда эпюра изгибающих моментов меняет знаки по длине балки, погрешность составляет 4–5 %. На рис. 2 сплошной линией показана кривая при удержании только первого слагаемого ряда (11). Пунктиром показана точная кривая по (50), полученная методом конечных разностей в работе [8].

Когда балка загружена только концевыми изгибающими моментами (рис. 1б), опорная реакция:

$$R_A = -R_C = M_A \frac{1+k}{l}. \quad (51)$$

Тогда изгибающий момент на середине балки:

$$M = M_A - M_A \frac{1+k}{l} \frac{l}{2} = M_A \frac{1-k}{2}. \quad (52)$$

Изгибающий момент только от равномерно распределенной нагрузки:

$$M_B = M_{0,5l} + 0,5 M_A (k-1), \quad (53)$$

где $M_{0,5l}$ – изгибающий момент из эпюры моментов по середине балки при действии двух нагрузок одновременно.

Соответственно, отношение моментов M_A/M_B можно выразить как:

$$m_{AB} = \frac{M_A}{M_B} = \frac{1}{\frac{M_{0,5l}}{M_A} + \frac{k-1}{2}}. \quad (54)$$

Используя свойство (54), приходим к обобщенной формуле коэффициента градиента момента в безразмерных величинах (48):

$$C_b = \frac{1 + m_{AB}}{\sqrt{m_{AB}^2 a_3 - 0,87 m_{AB} (k-1) + 0,78}}. \quad (55)$$

Уравнение (55) позволяет найти коэффициент C_b , когда эпюра изгибающих моментов имеет криволинейное очертание, как это показано на рис. 1а. Чаще всего этот случай справедлив для балок в рамных каркасах. Если рассматривается комбинация концевых моментов и сосредоточенных сил, уравнение (55) будет иметь числовые коэффициенты немногим ниже. Равномерно распределенная нагрузка образует нижнюю границу результатов. Данную идею можно встретить в книге П.И. Алексеева [7]. Автор рассматривает сложные случаи путем суммирования по формуле (40).

Вторая производная m_b суммы двух нагрузок (41) и (42):

$$m_b'' = \left(\frac{M_A (\xi(1+k) - 1) + 4M_B (\xi^2 - \xi)}{M_A + M_B} \right)'' = \frac{8}{1 + m_{AB}}. \quad (56)$$

Подставляя (56) в интегральное выражение (25), находим коэффициент учета места приложения поперечной нагрузки по высоте:

$$C_a = \frac{4}{\sqrt{m_{AB}^2 a_3 - 0,87 m_{AB} (k - 1) + 0,78}}. \quad (57)$$

На сегодняшний день любая из существующих методик не позволяет учитывать влияние места приложения поперечной нагрузки по высоте поперечного сечения балки при одновременном действии нескольких нагрузок. Данный вопрос практически не развит. Учет только одной поперечной нагрузки обычно приводит к занижению результатов, но при этом делает расчет более простым.

Если одна из нагрузок в (57) отсутствует, например $k = 0$, $M_A = 0$, тогда только для равномерно распределенной нагрузки:

$$C_a = \frac{4}{\sqrt{0,78}} = 4,53. \quad (58)$$

Очевидно, что при $M_B = 0$:

$$C_a = 0. \quad (59)$$

Дальнейшее решение продолжаем с коэффициентом (58). Подставляем значение C_a (58) в уравнение (35):

$$\eta = 1,13e_y^* + e_y^{*2} \frac{0,64}{\Psi_0}.$$

Изгибно-крутильный коэффициент при действии только равномерно распределенной нагрузки:

$$\Psi = C_b \left(\Psi_0 + 1,13e_y^* + e_y^{*2} \frac{0,64}{\Psi_0} \right). \quad (60)$$

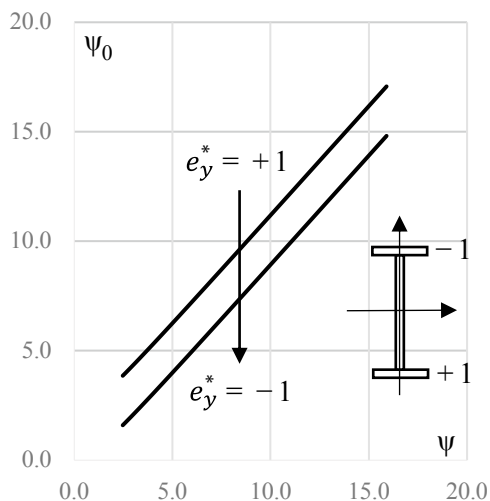


Рис. 3. График зависимости $\psi_0 - \psi$ для шарнирно опертой балки при действии равномерно распределенной нагрузки
Fig. 3. Dependence of $\psi_0 - \psi$ for a pinned beam under a uniformly distributed load

Если нагрузка прикладывается к верхнему

(сжатому) поясу, $e_y^* = -1$:

$$\psi = C_b \left(\psi_0 - 1,13 + \frac{0,64}{\psi_0} \right). \quad (61)$$

К нижнему (растянутому) поясу, $e_y^* = +1$:

$$\psi = C_b \left(\psi_0 + 1,13 + \frac{0,64}{\psi_0} \right). \quad (62)$$

Для (61) и (62) построим графики зависимости $\psi_0 - \psi$ и покажем их на рис. 3. Это прямые отрезки. Что означает возможность аппроксимации (61) и (62) в форме линейного алгебраического уравнения.

Аппроксимация по графику, показанному на рис. 3, дает следующие линейные зависимости:

При $e_y^* = -1$, коэффициент:

$$\psi = C_b (\psi_0 - 0,89). \quad (63)$$

При $e_y^* = +1$, коэффициент:

$$\psi = C_b (\psi_0 + 1,38). \quad (64)$$

В уравнении (38) первая точка имеет координаты $[0,0]$, $A_0 = 0$. При $e_y = -1$ из (63) следует, $-0,89 = -A_1 + A_2$. При $e_y = +1$ из (64) следует, $1,38 = A_1 + A_2$. Устанавливаем, что при действии равномерно распределенной нагрузки коэффициент η :

$$\eta = 1,135e_y^* + 0,245e_y^{*2}. \quad (65)$$

Уравнение (65) отделено от изгибно-крутильного параметра и в точности определяет поправку изгибно-крутильного состояния балки от места приложения поперечной нагрузки по высоте, а также позволяет находить промежуточные значения по высоте.

Возвращаясь к уравнению (37), линейная зависимость:

$$\eta = \frac{4,53}{4} e_y^* = 1,13e_y^*. \quad (66)$$

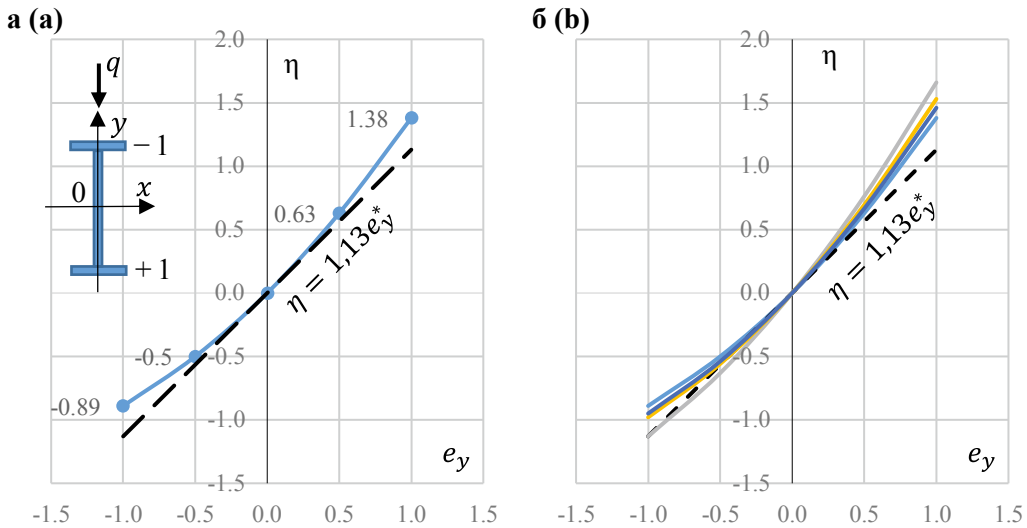


Рис. 4. Графики зависимости $e_y - \eta$ для шарнирно опёртой балки при действии равномерно распределенной нагрузки в зависимости от места приложения поперечной нагрузки по высоте сечения балки (а) и набора сосредоточенных сил (б)

Fig. 4. Dependences of $e_y - \eta$ for a pinned beam under a uniformly distributed load depending on the location of transverse load application along the height of the beam section (a) and the set of concentrated forces (b)

На графике, показанном на рис. 4а, приведены зависимости η по (65) и (66). Линейная зависимость образует нижнюю границу. Это искажает конечный результат расчета, но делает его настолько простым, что инженеру больше нет необходимости выбирать вид поперечной нагрузки. На рис. 4б показан график с кривыми η по (35) для набора случаев приложения сосредоточенной силы по середине, двух и трех равноудаленных друг от друга сосредоточенных сил. Из этого графика можно заключить, что одно простое уравнение (66) дает возможность выполнить практический расчет и учесть с достоверной точностью влияние места приложения поперечной нагрузки по высоте. Поэтому заключаем, что изгибно-крутильный коэффициент может быть формализован в виде одного уравнения:

$$\psi = C_b (\psi_0 + 1,13e_y^*). \quad (67)$$

В уравнении (67) коэффициент C_b вычисляется по обобщенной формуле (55) либо с помощью табл. 1. По табл. 1 также можно наблюдать насколько близки коэффициенты η .

С учетом всего вышеизложенного упругий критический изгибающий момент будет записан в обновленной форме:

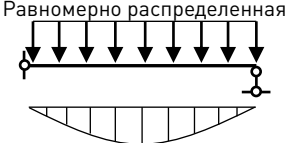
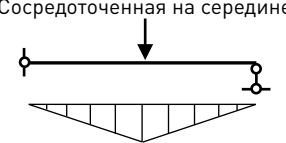
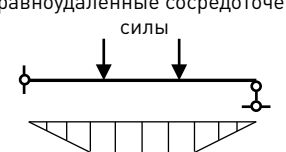
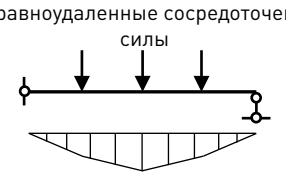
$$M_{cr} = C_b M_{0cr} = C_b \frac{4}{l^2} \sqrt{EI_y EI_\omega} (\psi_0 + 1,13e_y^*). \quad (68)$$

Таблица 1

Таблица коэффициента ψ для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии

Table 1

Calculation of the ψ coefficient for I-beams with two symmetry axes

Вид нагрузки в пролете	$\psi = C_b(\psi_0 + \eta)$		
	ψ_0	C_b	η
Равномерно распределенная 	$\frac{\pi}{4} \sqrt{\alpha + \pi^2}$	1,13	$0,245e_y^{*2} + 1,135e_y^*$
Сосредоточенная на середине 		1,35	$0,265e_y^{*2} + 1,395e_y^*$
Изгибающие моменты по концам стержня 		$\sqrt{\frac{1}{a_3}}$	0
Две равноудаленные сосредоточенные силы 		1,08	$0,275e_y^{*2} + 1,255e_y^*$
Три равноудаленные сосредоточенные силы 		1,17	$0,255e_y^{*2} + 1,205e_y^*$

Деформационный расчет устойчивости плоской формы изгиба балки

Формула Мерчанта является одним из возможных способов решить деформационную задачу устойчивости плоской формы изгиба двутавровой балки. В самом общем смысле расчет по Мерчанту на устойчивость представляется в форме, приведенной из двух линейных систем – линейно-упругой системы и жесткопластической на предельное равновесие. Графически уравнение Мерчанта можно представить в виде треугольника, который показан пунктирной линией на рис. 5. Сплошной кривой линией описывается реальное поведение балки, когда уравнение имеет некоторую степень n . При $n = 1$ уравнение Мерчанта образует нижнюю и верхние границы, куда заключена реальная кривая со степенью n :

$$\left(\frac{M_u}{M_{pl}}\right)^n + \left(\frac{M_u}{M_{cr,el}}\right)^n = 1. \quad (69)$$

За предельный изгибающий момент M_u в (69) следует считать величину, получаемую по результатам испытаний от соответствующей ему предельной нагрузки, поэтому в (69) под M_u следует понимать номинальную прочность на изгиб:

$$M_u = W_x R_y. \quad (70)$$

Полный пластический момент M_{pl} :

$$M_{pl} = W_{pl} R_y. \quad (71)$$

Упругий изгибно-крутильный момент $M_{cr,el}$ вычисляется по бифуркационной теории по (68) при чистом изгибе $C_b = 1$.

Коэффициент устойчивости при изгибе:

$$\varphi_b = \frac{M_x}{W_x R_y}. \quad (72)$$

Изгибно-крутильная условная гибкость:

$$\bar{\lambda}_b = \sqrt{\frac{W_x R_y}{M_{cr}}}. \quad (73)$$

Используя зависимости $\bar{\lambda}_b$ и φ_b по (72) и (73), формулу Мерчанта (69) можно преобразовать в условие для проверки на общую устойчивость изгибаемого элемента при изгибе в плоскости стенки.

Чтобы учесть фактическую эпюру изгибающего момента, уравнение Мерчанта (69) следует скорректировать путем следующих изменений:

Упругий критический момент:

$$M_{cr,el} = C_b M_{0cr,el}. \quad (74)$$

Предельный изгибающий момент:

$$M_u = C_b M_{0u}. \quad (75)$$

Тогда, подставляя (74) и (75) в (69), получим:

$$\left(\frac{M_u}{M_{pl}} \times \frac{1}{C_b}\right)^n + \left(\frac{M_u}{M_{cr,el}} \times \frac{M_{pl}}{M_{pl}}\right)^n = 1. \quad (76)$$

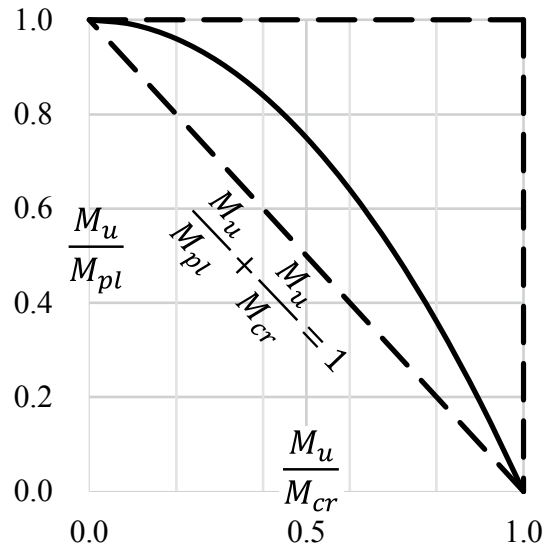


Рис. 5. Графическая интерпретация формулы Мерчанта
Fig. 5. Graphical representation of Merchant's formula

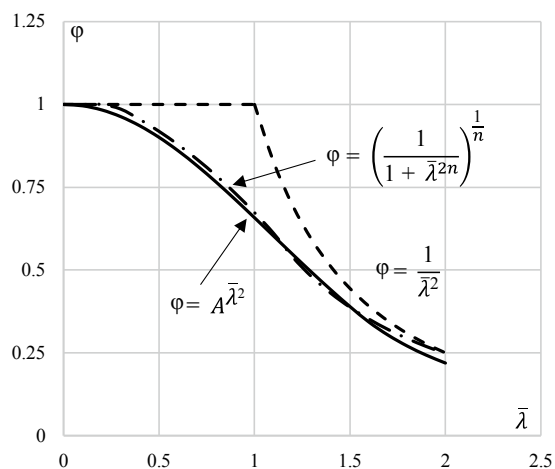


Рис. 6. График зависимости φ – $\bar{\lambda}$ коэффициента продольного изгиба от условной гибкости в экспоненциальной и степенной формах записей

Fig. 6. Relationship between the φ – $\bar{\lambda}$ longitudinal bending coefficient and the conditional flexibility in exponential and degree forms of the records

Подставляя сокращенные обозначения

$\bar{\lambda}_b$ (73) и φ_b (72), получаем:

$$\varphi_b = \left(\frac{1}{C_b^{-n} + \bar{\lambda}_b^{2n}} \right)^{\frac{1}{n}}. \quad (77)$$

М. Kubo, Y. Fukumoto, Y. Itoh и Т. Usami [9–12] провели ряд важных исследований и испытаний над двутавровыми балками с учетом места приложения нагрузки и изменения градиента момента по длине балки. Они обобщили экспериментальные и численные данные испытаний балок (всего 544, 420 из них в Японии) на тот момент времени, к 1996 году. Были созданы кривые зависимости коэффициента устойчивости при изгибе от условной гибкости для прокатных и сварных балок $\bar{\lambda}_b - \varphi_b$, которые показали

несогласованность с существующими предложениями в определении степени n в формуле Мерчанта. На основании статистического анализа было установлено, что нижняя граница кривой коэффициента устойчивости при изгибе должна быть образована со степенью $n = 1,5$.

Вместе с формулой Мерчанта одной из современных и успешных формулировок кривой устойчивости при изгибе следует назвать экспоненциальную (показательную) функцию следующего вида:

$$\varphi_b = C_b A^{\bar{\lambda}_b^{2C_b}}, \quad (78)$$

где A – некоторый подбираемый числовой коэффициент кривой.

Формула (78) была разработана в методе предельных состояний R.N.R. Tide в 1984 году [13] с целью уйти от мультикривых устойчивости колонн к одной кривой, которые были разработаны комитетом стального строительства США и R. Bjorhovde в 60-х годах [14]. На рис. 6 наглядно показано, как показательная зависимость (78) способна описать кривую устойчивости в области средней и малой гибкостей.

Редукционный коэффициент в прямом методе расчета конструкций

Нормы США по стальному строительству ANSI/AISC 360-22 [15] уже некоторое время практикуют метод прямого анализа. В этом методе расчета стальных конструкций изгибная жесткость элементов, в зависимости от напряженного состояния, напрямую модифицируется коэффициентом редукции. Всего существует две модели коэффициента редукции. Первый коэффициент редукции, обозначаемый через τ_b , считается по бифуркационной теории в методе по допустимым напряжениям и включает в себя остаточные напряжения. Геометрическое

несовершенство учитывается путем умножения на дополнительный понижающий коэффициент точно так же, как это делается и в отечественном методе расчета балочных элементов. Второй коэффициент τ_a вычисляется из деформационной теории путем обработки кривой коэффициента продольного изгиба в методе предельного состояния.

Поэтому можно предположить, что и упруго-пластический момент балки может быть также вычислен с помощью коэффициента редукции τ_b :

$$M_{cr,i} = \tau_b M_{cr,el} . \quad (79)$$

Коэффициент редукции балки τ_b в деформационной теории можно переписать через коэффициент устойчивости φ_b и условную изгибно-крутильную гибкость $\bar{\lambda}_b$:

$$\tau_b = \frac{M_{cr,i}}{M_{cr,el}} = \frac{\varphi_b M_{pl}}{M_{cr,el}} = \varphi_b \bar{\lambda}_b^2 . \quad (80)$$

В упругой области гипербола Эйлера с учетом влияния градиента момента C_b :

$$\varphi_b = \left(\frac{\tau_b}{C_b} \right) \frac{1}{\bar{\lambda}_b^2} . \quad (81)$$

Из (80) выразим условную гибкость и подставим в (81). Получим упруго-пластическое равенство:

$$\varphi_b = C_b A^{\frac{\tau_b}{\varphi_b}} . \quad (82)$$

Используя свойство логарифма $a^x = e^{x \ln a} = \ln a \times e^x$ и свойство экспоненты $e^x = b \rightarrow \ln b = x$, найдем τ_b :

$$\tau_b = \varphi_b \frac{\ln \left(\frac{\varphi_b}{C_b} \right)}{\ln(A)} . \quad (83)$$

Степень $n = 1,5$ соответствует числовому коэффициенту в показательной функции (78) $A \approx 0,63$. А кривая продольного изгиба b центрально-сжатой колонны со случайными эксцентриситетами по отечественным нормам [4] и кривая 2Р по нормам США коэффициентам равны $A = 0,615$ и $A = 0,658$ соответственно. Что делает формулу (78) в методе прямого расчета стальных конструкций универсальной для описания устойчивости центрально-сжатой колонны со случайными эксцентриситетами и балки с начальными несовершенствами в деформационной теории.

Если для расчета балок принять $A = 0,63$, тогда при чистом изгибе получим уравнение:

$$\tau_b = -2,165 \times \varphi_b \ln(\varphi_b) \leq 0,794 . \quad (84)$$

Для расчета двутавровых центрально-сжатых колонн при $A = 0,615$ при одинаковых эксцентриситетах по СП 16.13330.2017 [4]:

$$\tau_{\text{СП},b} = -2,06 \times \varphi_e \ln(\varphi_e) \leq 0,77, \quad (85)$$

где φ_e – нормативные значения коэффициента продольного изгиба для кривой b .

Коэффициент редукции τ_a согласно нормам [15]:

$$\tau_a = -1,994\varphi \times \ln\varphi \leq 0,789. \quad (86)$$

В нормативном методе расчета по бифуркационной теории вводят эмпирический понижающий коэффициент $\gamma_c = 0,87$, который учитывает совокупность геометрических несовершенств. Поэтому упругий критический изгибающий момент, определяемый по формуле (68), умножается на γ_c в обязательном порядке. Из деформационной теории следует, что $\gamma_c = 0,8$.

Заключение

Вышеизложенный материал был создан с целью демонстрации развития инженерной методики расчета устойчивости плоской формы изгиба двутавровой балки, которая объективно остается одним из самых слабых мест в настоящем своде правил по стальным конструкциям. Продемонстрированный путь решения задачи устойчивости плоской формы двутавровой балки предлагает отказаться от сложных полиномиальных зависимостей $\psi(\alpha)$ и перейти к развитому и универсальному уравнению изгибно-крутильного параметра. Также в статье приводится достаточно простая возможность совершить переход от бифуркационной к деформационной теории расчета балок, используя концепцию формулы Мерчанта и широкомасштабные исследования ученых из Японии. В дополнение к этому рассмотренный коэффициент редукции в методе прямого расчета строительных конструкций может объединить продольный изгиб балок и колонн в одно единое целое.

Список литературы

1. Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни. Москва: Физматгиз; 1959.
2. Броуде Б.М. Предельные состояния стальных балок. Москва: Стройиздат; 1953.
3. Ильин В.П. Численные методы решения задач строительной механики. Минск: Вышэйшая школа; 1990.
4. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. Москва: Минстрой России; 2017.
5. СП 294.1325800.2017. Конструкции стальные. Правила проектирования. Москва: Минстрой России; 2017.
6. Градштейн И.С. Таблицы интегралов. Москва: Физмат; 1963.
7. Алексеев П.И. Устойчивость стержней и балок. Киев: Будивельник; 1964.
8. Uzun E.T. Lateral torsional buckling of doubly symmetric I-shaped steel members under linear moment. Pamukkale University Journal of Engineering Sciences. 2019;25(6):635–642. <https://doi.org/10.5505/pajes.2018.46656>.
9. Fukumoto Y. Lateral-torsional buckling strength of steel beams from test data. Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers. 1984;1984(341):137–146. <https://doi.org/10.2208/jscej1969.1984.137>.
10. Itoh Y. Experimental and numerical analysis database on structural stability. Engineering Structures. 1996;18(10):812–820. [https://doi.org/10.1016/0141-0296\(96\)00010-7](https://doi.org/10.1016/0141-0296(96)00010-7).

11. *Kubo M.* Effects of moment distribution on lateral-torsional buckling strength of rolled steel I-beams. Doboku Gakkai Ronbunshu. 1986;1986(368):255–263. https://doi.org/10.2208/jscej.1986.368_255.
12. *Kubo M., Fukumoto Y.* Lateral-torsional buckling of thin-walled I-beams. Journal of Structural Engineering. 1988;114(4):841–855. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:4\(841\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:4(841)).
13. *Tide R.H.R.* Reasonable Column Design Equations. In: Conference Proceedings, Annual Technical Session of Structural Stability Research Council, April 16–17, Cleveland, Ohio, Lehigh University, Bethlehem, PA, 1985. Available at: <https://www.aisc.org/globalassets/aisc/manual/15th-ed-ref-list/reasonable-column-design-equations.pdf>.
14. *Bjorhovde R., Tall L.* Development of Multiple Column Curves. IABSE reports of the working commissions. 1975;23:378–384.
15. ANSI/AISC 360-22. Specification for Structural Steel Buildings [internet]. American Institute of Steel Construction; 2022. Available at: <https://www.aisc.org/globalassets/product-files-not-searched/publications/standards/a360-22w.pdf>.

References

1. *Vlasov V.Z.* Thin-Walled Elastic Rods. Moscow: Fizmatgiz Publ.; 1959. (In Russian).
2. *Broude B.M.* Limit States of Steel Beams. Moscow: Stroiizdat Publ.; 1953. (In Russian).
3. *Ilyin V.P.* Numerical methods for solving problems of structural mechanics. Minsk.: Vischeischiya shkola Publ.; 1990. (In Russian).
4. SP 16.13330.2017. Steel structures. Updated version of SNiP II-23-81*. Moscow: Ministry of Construction, Housing and Utilities of the Russian Federation; 2017. (In Russian).
5. SP 294.1325800.2017. The construction of steel. Design rules. Moscow: Ministry of Construction, Housing and Utilities of the Russian Federation; 2017. (In Russian).
6. *Gradstein I.S.* Table of integrals. Moscow: Fizmat Publ.; 1963. (In Russian).
7. *Alekseev P.I.* Stability of rods and beams. Kiev: Budivelnik Publ.; 1964. (In Russian).
8. *Uzun E.T.* Lateral torsional buckling of doubly symmetric I-shaped steel members under linear moment. Pamukkale University Journal of Engineering Sciences. 2019;25(6):635–642. <https://doi.org/10.5505/pajes.2018.46656>.
9. *Fukumoto Y.* Lateral-torsional buckling strength of steel beams from test data. Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers. 1984;1984(341):137–146. <https://doi.org/10.2208/jscej1969.1984.137>.
10. *Itoh Y.* Experimental and numerical analysis database on structural stability. Engineering Structures. 1996;18(10):812–820. [https://doi.org/10.1016/0141-0296\(96\)00010-7](https://doi.org/10.1016/0141-0296(96)00010-7).
11. *Kubo M.* Effects of moment distribution on lateral-torsional buckling strength of rolled steel I-beams. Doboku Gakkai Ronbunshu. 1986;1986(368):255–263. https://doi.org/10.2208/jscej.1986.368_255.
12. *Kubo M., Fukumoto Y.* Lateral-torsional buckling of thin-walled I-beams. Journal of Structural Engineering. 1988;114(4):841–855. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:4\(841\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:4(841)).
13. *Tide R.H.R.* Reasonable Column Design Equations. In: Conference Proceedings, Annual Technical Session of Structural Stability Research Council, April 16–17, Cleveland, Ohio, Lehigh University, Bethlehem, PA, 1985. Available at: <https://www.aisc.org/globalassets/aisc/manual/15th-ed-ref-list/reasonable-column-design-equations.pdf>.
14. *Bjorhovde R., Tall L.* Development of Multiple Column Curves. IABSE reports of the working commissions. 1975;23:378–384.
15. ANSI/AISC 360-22. Specification for Structural Steel Buildings [internet]. American Institute of Steel Construction; 2022. Available at: <https://www.aisc.org/globalassets/product-files-not-searched/publications/standards/a360-22w.pdf>.

Информация об авторе / Information about the author

Александр Олегович Ильюшенков, инженер промышленного и гражданского строительства, АО «Территориальный проектный институт «Хабаровскпромпроект», Хабаровск
e-mail: revivaltree@gmail.com

Alexander O. Ilyushenkov, Civil and Industrial Engineer, Territorial Design Institute Khabarovskpromproekt JSC, Khabarovsk
e-mail: revivaltree@gmail.com

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-43-61](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-43-61)
УДК 699.81

EDN: HISJXN

ПРИМЕНЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ С НЕГОРЮЧИМ НАРУЖНЫМ СЛОЕМ В КАЧЕСТВЕ ПРОТИВОПОЖАРНЫХ ПОЯСОВ НА КРОВЛЯХ

М.А. КОМАРОВА¹, канд. хим. наук
И.И. ВЕДЯКОВ¹, д-р техн. наук
М.В. ШАЛАБИН¹
Н.О. МЕЛЬНИКОВ^{1,2,✉}, канд. техн. наук

¹Центральный 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

²Российский химико-технологический университет (РХТУ) им. Д.И. Менделеева, Миусская площадь, д. 9, стр. 1,
г. Москва, 125047, Российская Федерация

Аннотация

Введение. В настоящее время на рынке появляются новые современные рулонные материалы, которые возможно использовать для устройства противопожарного пояса на кровле в качестве защитного слоя без ухудшения их пожарно-технических характеристик, применение которых ограничено действующей нормативной документацией. Уточнение требований к противопожарным поясам и их защитным слоям обеспечит возможность применения облегченных решений по устройству противопожарных поясов.

Цель. Уточнение требований к противопожарным поясам и их защитным слоям, обеспечивающим возможность применения современных облегченных решений, используемых для устройства противопожарных поясов на кровле.

Материалы и методы. В работе методами натурных испытаний проведены исследования трех образцов систем кровельных покрытий, как применяемых в настоящее время, так и новых систем.

Результаты. Определены параметры тепловых потоков, зафиксированных на границах противопожарных поясов, а также определена необходимость разработки стандартной методики испытаний противопожарных поясов на кровле. Получены данные о возможности применения определенных горючих кровельных материалов при устройстве верхнего слоя противопожарных поясов (над водоизоляционным ковром) и невозможности применения горючего нижнего слоя (под водоизоляционным ковром) с негорючим верхним слоем.

Выводы. Результаты работы позволяют сформировать требования к современным материалам, применяемым при устройстве защитного слоя противопожарного пояса на кровле, использовать полученную методику в нормативных технических документах и расширить область применения современных материалов.

Ключевые слова: пожарная безопасность зданий, противопожарный пояс кровли, противопожарная отсечка, ограничение распространения горения, натурные испытания, теплоизоляционные материалы, кровельные материалы, пожарная опасность материалов, негорючие материалы

Для цитирования: Комарова М.А., Ведяков И.И., Шалабин М.В., Мельников Н.О. Применение материалов с негорючим наружным слоем в качестве противопожарных поясов на кровлях. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2025;46(3):43–61. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-43-61](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-43-61)

Вклад авторов

Все авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

Финансирование

Исследование выполнено в рамках договорных работ между АО «НИЦ «Строительство» и ФАУ «ФЦС».

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 21.03.2025

Поступила после рецензирования 01.05.2025

Принята к публикации 15.05.2025

MATERIALS WITH A NON-COMBUSTIBLE OUTER LAYER USED AS FIRE BARRIERS FOR ROOFS

M.A. KOMAROVA¹, Cand. Sci. (Chem.)

I.I. VEDYAKOV¹, Dr. Sci. (Engineering)

M.V. SHALABIN¹

N.O. MELNIKOV^{1,2,✉}, Cand. Sci. (Engineering)

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

² Mendeleev University of Chemical Technology, Miusskaya Square, 9, bld. 1, Moscow, 125047, Russian Federation

Abstract

Introduction. New advanced roll materials that can be used to create a fire barrier on roofs as a protective layer without compromising their fire safety characteristics are becoming available on the market. However, the use of these materials is restricted by current regulations. Therefore, clarifying the requirements for fire barriers and their protective layers should facilitate the use of lighter solutions for installing fire barriers.

Aim. To refine the requirements for fire barriers and their protective layers, which provide for modern light-weight solutions used for installing fire barriers on roofs.

Materials and methods. Field tests were conducted to study three samples of roofing systems, both currently in use and new systems.

Results. The parameters of heat flows recorded at the boundaries of fire barriers have been determined. The need to develop a standard testing method for fire barriers on roofs has also been identified. The obtained data indicate that certain combustible roofing materials can be used in the construction of the upper layer of fire barriers (above the waterproofing membrane) while a combustible lower layer (below the waterproofing membrane) cannot be used with a non-combustible upper layer.

Conclusions. The results of the study suggest requirements for modern materials used in the construction of protective layers for fire barriers on roofs, using the methodology developed in regulatory specifications, and expanding the scope of application for modern materials.

Keywords: fire safety of buildings, fire barrier for roof, fire cutoff, limiting the spread of fire, field tests, thermal insulation materials, roofing materials, fire hazard of materials, non-combustible materials

For citation: Komarova M.A., Vedyakov I.I., Shalabin M.V., Melnikov N.O. Materials with a non-combustible outer layer used as fire barriers for roofs. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2025;46(3):43–61. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-43-61](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-43-61)

Authors contribution statement

All the authors have made an equal contribution to the preparation of the publication.

Funding

The study was carried out under the contract between JSC Research Center of Construction and Federal Center for Regulation, Standardization, and Technical Assessment in Construction (FAU "FCC").

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 21.03.2025

Revised 01.05.2025

Accepted 15.05.2025

Введение

С целью повышения пожарной безопасности зданий на крышах выполняют противопожарные пояса, которые представляют собой противопожарную отсечку на неэксплуатируемой кровле, обеспечивающую прерывание горючего материала. Чаще всего противопожарные пояса используются для плоских кровель из битумосодержащих и полимерных рулонных и мастичных материалов, чтобы защитить поверхности крыши строений от возгорания и распространения огня.

Противопожарные пояса должны быть шириной не менее 6 м и пересекать основание под кровлю и теплоизоляцию, если данные слои выполнены из материалов группы горючести Г3 и Г4. При устройстве противопожарных поясов по водоизоляционному ковроу должно быть предусмотрено покрытие из плитных или монолитных материалов группы горючести НГ, с маркой по морозостойкости не ниже F150.

В качестве основания функциональное назначение противопожарных поясов – ограничение распространения горения по поверхности кровель в случаях применения покрытий с недостаточными противопожарными свойствами, а также при устройстве кровель на участках примыкания к противопожарным стенам и к встроенно-пристроенным зданиям. Требования к составу и конструктивному исполнению противопожарных поясов установлены пунктами 5.2.5, 5.2.6 и 5.3.3 [1]. При этом основной конструктивной особенностью противопожарных поясов является требование обязательного выполнения защитного слоя как для эксплуатируемых кровель, с применением негорючих плитных материалов, цементной или бетонной стяжки толщиной не менее 40 мм, что ведет к значительному утяжелению и удорожанию покрытия кровли.

В настоящее время стали появляться более легкие в применении материалы с доказанной пожаробезопасностью, такие как битумосодержащие фольгированные рулонные материалы со специальными добавками, позволяющими исключить распространение пламени при пожаре.

Внесение соответствующих изменений в нормативные документы в области пожарной безопасности позволит расширить возможности применения различных материалов для устройства противопожарного пояса как защитного слоя эксплуатируемых кровель.

Поэтому **целью** работы является обоснование возможности применения материалов, альтернативных указанным в п. 5.3.3 [1], и внесение предложений по его изменению.

Таким образом, выполнение работ по рассматриваемой проблеме является важной и актуальной задачей по внедрению эффективных материалов и конструкций в современное строительство в РФ.

Материалы и методы

Программой экспериментальных исследований предусматривалось проведение натурных испытаний образцов систем кровельных покрытий, как применяемых в настоящее время, так и новых систем для определения их пожарно-технических характеристик.

Для испытания были подготовлены четыре опытных образца – фрагмента крыши с неэксплуатируемой кровлей и противопожарным поясом из различных материалов.

В качестве основания для всех типов образцов использовался профилированный лист Н75–750 толщиной не менее 0,7 мм по [2], с габаритными размерами 6×3 м. Края гофр профнастила плотно заполнялись заглушками из теплоизоляционных минераловатных плит на глубину 250 мм. Также для всех типов образцов на профнастил укладывали пароизоляционный слой из полимерной пленки толщиной 1 мм.

Образец 1-го типа был принят в качестве эталонного образца для противопожарного пояса, выполнен в соответствии с требованиями п. 5.3.3 [1] и состоял из минераловатной плиты и мелкогабаритной тротуарной плитки фигурного очертания толщиной 60 мм, уложенной на цементно-песчаный раствор.

На несущее основание профилированного настила был уложен пароизоляционный слой из полиэтиленовой пленки, теплоизоляционный слой из минераловатных плит «Техно Т 100» толщиной 100 мм, плотностью 100 кг/м^3 , группа горючести – НГ (производство ООО «Завод Техно»). Крепление теплоизоляционного слоя выполнялось при помощи полимерного тарельчатого дюбеля и металлического самореза. Поверх утеплителя укладывался водоизоляционный слой в виде полимерного рулонного материала «Logicroof V-RP» на основе высококачественного пластифицированного поливинилхлорида (ПВХ), армированного полиэстеровой сеткой (производство ООО «ТехноНИКОЛЬ – Строительные системы»).

Защитный слой противопожарного пояса формируется мелкогабаритной тротуарной плиткой толщиной 60 мм, уложенной на цементно-песчаный раствор. Готовый к испытаниям образец 1-го типа показан на рис. 1.



Рис. 1. Образец 1-го типа перед началом испытаний
Fig. 1. Sample 1 before testing

В качестве образца 2-го типа была принята кровля с двухслойным водоизоляционным ковром из битумосодержащих рулонных кровельных материалов и защитным слоем из фольгированного материала на битумной основе со специальными добавками и наполнителями.

На несущее основание профилированного настила был уложен пароизоляционный слой из полиэтиленовой пленки и теплоизоляционный слой из минераловатных плит «Техно Т 100» толщиной 100 мм, плотностью 100 кг/м^3 , группа горючести – НГ, который закреплен к несущему профилированному листу при помощи полимерных тарельчатых дюбелей и металлических саморезов.

Поверх утеплителя укладывались два слоя водоизоляционного ковра. Нижний слой водоизоляционного ковра – рулонный битумосодержащий кровельный материал «Техноэласт Фикс П» (производство ООО «ТехноНИКОЛЬ – Строительные системы»), состоящий из битума, СБС-полимерного модификатора и минерального наполнителя, с защитным слоем из крупнофракционного песка снизу и полимерного покрытия сверху. Укладку нижнего слоя водоизоляционного ковра выполняли механическим способом при помощи тарельчатых дюбелей и металлических саморезов, с расплавлением основания. Нахлест продольных швов дополнительно сплавлялся газовой горелкой.

Верхний слой водоизоляционного ковра – рулонный кровельный битумосодержащий материал «Техноэласт К ЭКП» (производство ООО «ТехноНИКОЛЬ – Строительные системы»), соответствующий группе пожарной опасности кровли КПО по [3], группе распространения пламени РП1 по [4], группе воспламеняемости В2 по [5] и состоящий из стекло- или полиэфирной основы с двусторонним нанесением битумно-полимерного вяжущего, состоящего из битума, СБС-полимерного модификатора и минерального наполнителя. В качестве защитного слоя использовали крупнозернистую посыпку и полимерные пленки. Укладку верхнего слоя водоизоляционного ковра выполняли с наплавлением на нижний слой и сплавлением нахлестов продольных швов газовой горелкой.

Защитным слоем покрытия является рулонный кровельный битумно-полимерный материал с защитным покрытием из фольги толщиной не менее 30 мкм «Техноэласт К ТФП» (производство ООО «ТехноНИКОЛЬ – Строительные системы»), получаемый путем двустороннего нанесения на стеклотканевую основу битумно-полимерного вяжущего. Укладка защитного слоя противопожарного пояса выполнялась с наплавлением на верхний слой водоизоляционного ковра и сплавлением продольных нахлестов газовой горелкой.

Готовый образец с водоизоляционным и защитными слоями противопожарного пояса из рулонных кровельных битумосодержащих материалов показан на рис. 2.

В качестве образца 3-го типа выбрана кровля с водоизоляционным ковром из горючих материалов и негорючим теплоизоляционным слоем.

На основание из профилированного настила был уложен пароизоляционный слой из полимерной пленки и теплоизоляционный слой из минераловатных плит «Техно Т 100» толщиной 100 мм, плотностью 100 кг/м^3 , группа горючести – НГ. Теплоизоляционный слой крепили к несущему профилированному настилу при помощи полимерного тарельчатого дюбеля и металлического самореза. Поверх утеплителя укладывался водоизоляционный ковер из кровельной полимерной мембраны на основе высококачественного пластифицированного поливинилхлорида (ПВХ), армированного полиэстеровой сеткой «Logicroof V-RP». Защитный слой противопожарного пояса не укладывался. Готовый образец перед испытаниями показан на рис. 3.



Рис. 2. Образец 2-го типа перед началом испытаний
Fig. 2. Sample 2 before testing



Рис. 3. Образец 3-го типа перед началом испытаний
Fig. 3. Sample 3 before testing

В качестве образца 4-го типа была принята кровля с теплоизоляционным слоем из полимерных материалов и противопожарным поясом из противопожарной защитной стеклоткани с ПВХ напылением.

На несущее основание из профилированного настила укладывали пароизоляционный слой из полимерной пленки и теплоизоляционный слой из полимерных плит на основе экструзионного пенополистирола «Пеноплэкс» толщиной 50 мм в 2 слоя. Крепление теплоизоляционного слоя к несущему основанию из профилированного настила выполнялось при помощи полимерного тарельчатого дюбеля и металлического самореза. Поверх утеплителя укладывается разделительный слой – стеклохолст плотностью 100 г/м².

На стеклохолст укладывался водоизоляционный ковер из рулонного кровельного полимерного материала на основе высококачественного пластифицированного поливинилхлорида, армированного полиэстеровой сеткой «Logicroof V-RP».

В качестве защитного слоя противопожарного пояса использовалась противопожарная защитная стеклоткань с ПВХ напылением «Logicroof NG» (производство ООО «ТехноНИКОЛЬ – Строительные системы») (рис. 4).

Наружную поверхность исследуемых образцов располагали на одной высоте с бортами ванны для горючей жидкости. На расстоянии 6000 мм от ванны и на высоте 50 и 1000 мм от поверхности образцов размещались датчики теплового потока и термоэлектрические преобразователи, направленные в сторону ванны. Термоэлектрические преобразователи размещались на подложках из древесины или древесосодержащих материалов группы горючести Г4, размерами $(50 \times 50) \pm 20$ мм, покрашенных в черный цвет. Крепление термопар к подложкам



Рис. 4. Образец 4 перед началом испытаний
Fig. 4. Sample 4 before testing

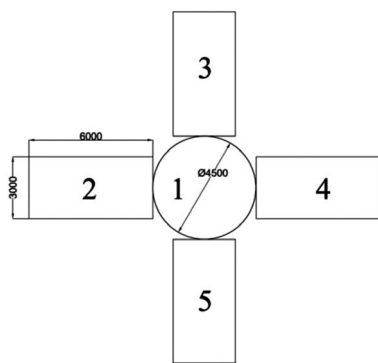


Рис. 5. Принципиальная схема размещения образцов при проведении испытания: 1 – ванна для горючей жидкости; 2–5 – образцы для испытания

Fig. 5. Sample placement for the test: 1 – bath for flammable liquid; 2–5 – test samples

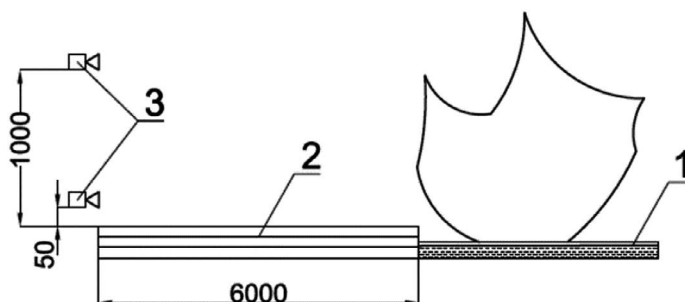


Рис. 6. Схема установки средств измерения при проведении испытания: 1 – ванна для горючей жидкости; 2 – образец для испытания; 3 – средства измерения

Fig. 6. Layout of measuring equipment for the test: 1 – bath for flammable liquid; 2 – test sample; 3 – measuring equipment

проводили в соответствии с [6]. Схемы размещения опытных образцов и средств измерения относительно источника горения представлены на рис. 5 и 6.

Испытания проводились на открытом воздухе при температуре окружающей среды 15–25 °С, относительной влажности воздуха не более 80 %, скорости ветра не более 2 м/с и отсутствии атмосферных осадков.

Для проведения испытаний ванну заполняли авиационным керосином марки ТС-2. При диаметре ванны 4500 мм и уровне жидкости 150 мм расчетный объем топлива составил 2,39 м³, а расчетная площадь зеркала горения жидкости составила 15,9 м². Отсчет времени воздействия открытого пламени на испытуемый образец производился с момента полного охвата пламенем всей площади ванны для горючей жидкости.

В ходе проведения испытаний фиксировали показания температуры и величины теплового потока на расстоянии 6000 мм от ванны для горючей жидкости. Измерения температуры и величины теплового потока производили с интервалом не более 60 секунд. Время появления оплавления и горения горючих материалов, из которых собраны образцы, определяли визуально. Испытание проводили до момента начала последовательного уменьшения интенсивности теплового потока, после чего принудительно тушили горючую жидкость.

Результаты

Результаты испытания № 1

Внешний вид образцов перед испытанием № 1 представлен на рис. 7.

Общая продолжительность испытания составила 13 минут. На рис. 8 представлен процесс проведения испытания.

На рис. 9 представлен внешний вид образца № 1 после испытания. ПВХ мембрана под плиткой оплавилась по краям, но не воспламенилась. Минераловатный утеплитель оплавился в зоне огневого воздействия.



Рис. 7. Расположение образцов перед началом испытания № 1
Fig. 7. Arrangement of samples before Test 1



Рис. 8. Испытание № 1
Fig. 8. Test 1



Рис. 9. Образец № 1 после испытания
Fig. 9. Sample 1 after testing

На рис. 10 представлен внешний вид образца № 2. ПВХ мембрана полностью сгорела. Минераловатный утеплитель оплавился в зоне огневого воздействия.

Внешний вид образца № 3 представлен на рис. 11. Воспламенение не зафиксировано. Визуальные изменения минимальны. Незначительное выгорание противопожарной защитной стеклоткани с ПВХ напылением со стороны, максимально приближенной к очагу пожара. Утеплитель «Пеноплэкс» имеет незначительные повреждения со стороны очага пожара.

Внешний вид образца № 4 представлен на рис. 12. Воспламенение не зафиксировано. Визуальные изменения минимальны. Незначительное оплавление переднего торца битумной кровельной системы.

В ходе испытания № 1 в результате ветрового воздействия происходило смещение очага пламени в сторону образцов № 1 и 2, вследствие чего на образцы № 3 и 4 оказывалось только тепловое воздействие от очага пожара, при этом огневое воздействие пламени на поверхности данных образцов было незначительным.

На основании этого принято решение о проведении второго эксперимента с внесением изменений для обеспечения симметричности огневого воздействия на образцы независимо от направления ветра во время испытаний. Образцы № 1 и 2 были демонтированы, а на их месте собраны аналогичные образцы № 3 и 4.

Результаты испытания № 2

Внешний вид расстановки образцов перед испытанием № 2 представлен на рис. 13.

Общая продолжительность испытания составила 13 минут. На рис. 14 представлен процесс проведения испытания.

Образец № 1 – противопожарная стеклоткань имеет минимальные повреждения. ПВХ мембрана без повреждений. Теплоизоляционный слой «Пеноплэкс» без повреждений.



Рис. 10. Образец № 2 после испытания
Fig. 10. Sample 2 after testing



Рис. 11. Образец № 3 после испытания
Fig. 11. Sample 3 after testing



Рис. 12. Образец № 4 после испытаний
Fig. 12. Sample 4 after testing

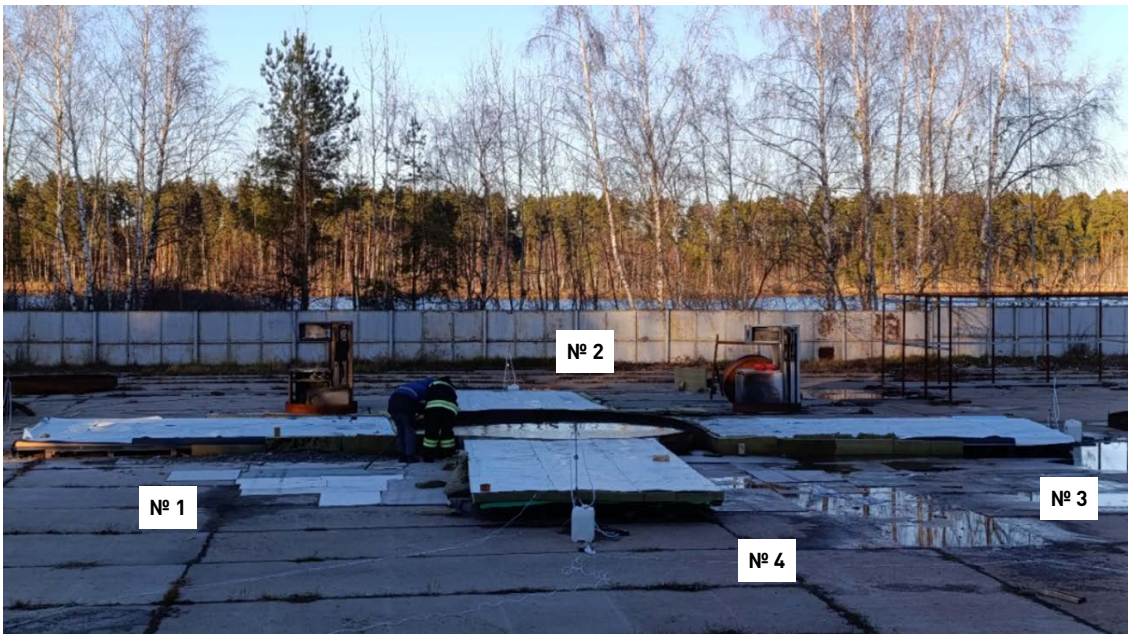


Рис. 13. Образцы перед началом испытания № 2
Fig. 13. Samples before Test 2

**Рис. 14.** Испытание № 2**Fig. 14.** Test 2

Внешний вид образца № 2 представлен на рис. 15. Оплавление минеральной плиты в передней части образца. Локальное прогорание рулонной битумной гидроизоляции в левом углу образца на площади – около $0,5 \text{ м}^2$. Незначительное остаточное открытое горение водоизоляционного ковра после окончания испытания.

Внешний вид образца № 3 представлен на рис. 16. Образец полностью сгорел до основания.

Внешний вид образца № 4 представлен на рис. 17. Оплавление минеральной плиты произошло в передней части образца. Локальное прогорание водоизоляционного ковра и защитного слоя в правом углу образца на площади – около $0,3 \text{ м}^2$. Незначительное остаточное тление, открытое горение отсутствовало.

В ходе испытания № 2 в результате ветрового воздействия смещение очага пламени в основном происходило в сторону образцов № 2, 3 и 4, вследствие чего на образец № 1 оказывалось только тепловое воздействие от очага пожара, при этом огневое воздействие пламени на поверхности данных образцов было незначительным. В итоге полностью сгорел образец № 3, аналогичный образцу № 1.

Анализ результатов испытаний

Испытание № 1

В соответствии с программой экспериментальных исследований результаты оценки считаются неудовлетворительными в случае возникновения горения образцов. При визуальной фиксации оплавления горючих материалов образцов без возникновения горения результаты оценки считаются неудовлетворительными в случае фиксации повышения плотности



Рис. 15. Образец № 2 после испытания № 2
Fig. 15. Sample 2 after Test 2



Рис. 16. Образец № 3 после испытания № 2
Fig. 16. Sample 3 after Test 2



Рис. 17. Образец № 4 после испытания № 2

Fig. 17. Sample 4 after Test 2

теплового потока на 10 % по сравнению с максимальными значениями, зафиксированными у образца № 1 (для датчиков, расположенных на одной высоте). В ходе испытания направление ветра было зафиксировано в сторону образцов № 1 и 2.

Образец № 1 с тротуарной плиткой считается эталонным образцом, полностью соответствующим нормативным требованиям для противопожарных поясов. Горение или оплавление элементов образца отсутствовали. Распространения пламени по поверхности образца не наблюдалось. Максимальные значения величины теплового потока на расстоянии 6 м от очага пожара в размере 10,25 и 9,55 кВт/м² были зафиксированы на 8-й минуте испытания. Указанные величины могут быть приняты как референсные для оценки других образцов.

Результат оценки испытания образца № 1 считается удовлетворительным.

Образец № 2 с водоизоляционным ковром из ПВХ мембраны воспламенился на третьей минуте испытания, за одну минуту пламя распространилось по всей поверхности образца. К окончанию испытания верхний водоизоляционный ковер из рулонного полимерного кровельного материала полностью сгорел. Максимальные значения величины теплового потока на расстоянии 6 м от очага пожара в размере 6,70 и 6,00 кВт/м² были зафиксированы на 9-й минуте испытания. Максимальная температура 200 °С была достигнута на 8-й минуте.

Результат оценки испытания образца № 2 считается неудовлетворительным по причине возникновения горения образца.

На образце № 3 с теплоизоляционным слоем «Пеноплэкс» и противопожарной стеклотканью с ПВХ напылением возгорания не произошло. Распространения пламени по поверхности

образца не наблюдалось. Зафиксировано незначительное оплавление утеплителя, без возгорания. Максимальные значения величины теплового потока на расстоянии 6 м от очага пожара в размере 9,48 и 9,27 кВт/м² были зафиксированы на 4-й минуте испытания. Максимальная температура 92 °С была достигнута на 4-й минуте.

Результат оценки испытания образца № 3 считается удовлетворительным, поскольку при наличии оплавления образца без возгорания значения величины теплового потока зафиксированы ниже, чем у эталонного образца № 1. При этом следует отметить, что огневое воздействие в сторону данного образца было незначительным.

На образце № 4 с двухслойным водоизоляционным ковром из рулонных кровельных битумосодержащих материалов и защитным слоем из фольгированного материала на битумной основе возгорания материалов образца не произошло. Распространения пламени по поверхности образца не наблюдалось. Зафиксировано незначительное оплавление верхнего защитного слоя фольгированного материала. Максимальные значения величины теплового потока на расстоянии 6 м от очага пожара в размере 8,21 и 7,56 кВт/м² были зафиксированы на 7-й минуте испытания.

Результат оценки испытания образца № 4 считается удовлетворительным, поскольку при наличии оплавления образца без возгорания значения величины теплового потока зафиксированы ниже, чем у эталонного образца № 1. При этом следует отметить, что огневое воздействие в сторону данного образца было незначительным.

Испытание № 2

В ходе испытания направление ветра было зафиксировано в сторону образцов № 2, 3 и 4.

Образец № 1 с теплоизоляционным слоем «Пеноплэкс» и противопожарной стеклотканью с ПВХ напылением. Горение или оплавление элементов образца отсутствует. Распространения пламени по поверхности образца не наблюдалось. Максимальное значение величины теплового потока на расстоянии 6 м от очага пожара в размере 4,99 кВт/м² было зафиксировано на 4-й минуте испытания. При этом следует отметить, что огневое воздействие в сторону данного образца практически отсутствовало.

Результат оценки испытания образца № 1 считается удовлетворительным.

Образец № 2 с двухслойным водоизоляционным ковром из рулонных кровельных битумосодержащих материалов и защитным слоем противопожарного пояса из фольгированного материала на битумной основе воспламенился на 6-й минуте испытания. Распространения пламени по поверхности образца не наблюдалось. Незначительное горение левого угла образца на площади около 0,5 м² продолжалось до окончания испытания и в течение нескольких минут после его окончания. Максимальные значения величины теплового потока на расстоянии 6 м от очага пожара в размере 13,50 и 13,27 кВт/м² были зафиксированы на 5-й и 7-й минутах соответственно. Максимальная температура 67 °С была достигнута на 8-й минуте.

Результат оценки испытания образца № 2 считается неудовлетворительным по причине возникновения горения образца.

Образец № 3 воспламенился на первой минуте испытания и к окончанию испытания полностью сгорел. Максимальное значение величины теплового потока на расстоянии 6 м от очага пожара в размере 28,03 кВт/м² было зафиксировано на 9-й минуте испытания. Максимальная температура 124 °С была достигнута на 2-й минуте.

Результат оценки испытания образца № 3 считается неудовлетворительным по причине полного сгорания образца.

На образце № 4 с двухслойным водоизоляционным ковром из рулонных кровельных битумосодержащих материалов и защитным слоем противопожарного пояса из фольгированного материала на битумной основе возгорание материалов образца произошло на 5-й минуте. Распространения пламени по поверхности образца не наблюдалось. Незначительное горение левого угла образца на площади около 0,3 м² продолжалось до окончания испытания. После окончания испытания горение образца не наблюдалось. Максимальные значения величины теплового потока на расстоянии 6 м от очага пожара в размере 10,22 кВт/м² были зафиксированы на 10-й минуте испытания. Максимальная температура 103,7 °С была достигнута на 10-й минуте.

Результат оценки испытания образца № 4 считается удовлетворительным.

Выводы

1. Проведенные испытания показали, что погодные факторы (ветер, дождь) оказывают существенное влияние на результаты испытаний. В частности, при испытании № 2 образцы № 1 и 3 были выполнены идентичными. Направление ветра во время испытания было в сторону образца № 3, который полностью сгорел. При этом идентичный образец № 1 получил незначительные повреждения от теплового потока очага возгорания. Для объективной оценки свойств противопожарного пояса на кровле рекомендуется поддон с горючей смесью выполнить квадратной формы и выполнять 4 одинаковых образца на каждую сторону поддона.

2. Длительность испытаний составила 13 минут. Целесообразно увеличить объем горючей смеси для обеспечения времени огневого испытания до 30 минут. В такой промежуток времени ветровое воздействие может быть более равномерным по отношению к испытываемым образцам.

3. Ветровое воздействие на очаг возгорания во время испытания № 2 было достаточно сильным. Огневая нагрузка от очага пожара совместно с огневой нагрузкой от горевших материалов образца № 3 частично повредила измерительное оборудование. Целесообразно провести дополнительные научно-исследовательские и опытно-конструкторские работы по оценке достаточности ширины противопожарного пояса 6 метров для воспламенения кровли за противопожарным поясом в случае более длительного огневого испытания (до 30 минут) или более интенсивного ветрового воздействия на очаг возгорания в направлении противопожарного пояса.

4. Применение противопожарной стеклоткани неэффективно при использовании на горючем основании противопожарного пояса.

5. По результатам двух натурных испытаний образцов противопожарных поясов на кровле можно сделать следующие выводы:

- тротуарная плитка, уложенная на цементно-песчаную смесь, на негорючем основании из минеральной плиты может применяться для устройства противопожарного пояса;
- трехслойная система покрытия на основе рулонных кровельных водоизоляционных битумосодержащих материалов «Техноэласт Фикс П», «Техноэласт ЭКП» и «Техноэласт К ТФП» не может применяться для устройства противопожарного пояса;

– трехслойная система покрытия на основе рулонных кровельных водоизоляционных битумосодержащих материалов «Техноэласт Фикс П», «Техноэласт Пламя СТОП К ЭКП» и «Техноэласт К ТФП» может применяться для устройства противопожарного пояса.

Заключение

По результатам проведенной работы были сделаны предложения по их использованию:

1. Включить в план разработки нормативно-технической документации разработку национального стандарта ГОСТ на метод испытания противопожарных поясов на кровле на основе методики испытаний, апробированной в данной работе.

2. Дополнительно к критериям оценки, указанным в [1], выработаны оценки эффективности противопожарного пояса (наличие/отсутствие самостоятельного горения, повреждение поверхности конструкции, величина теплового эффекта), которые при разработке стандарта необходимо дополнительно оценить совместно с [3].

3. Необходимо получение дополнительных данных для определения условий проведения испытаний по влиянию ветровых нагрузок на распространение пламени за противопожарным поясом и продолжительности огневого воздействия на противопожарный пояс.

4. В раздел 3 «Термины, определения и сокращения» [1] ввести термин «Противопожарный пояс на кровле» – конструктивный элемент кровельной системы, состоящий из верхнего слоя (по водоизоляционному ковру) и нижнего негорючего слоя (под водоизоляционным ковром), препятствующий распространению пламени по поверхности кровли.

5. Пункт 5.2.6 [1] дополнить вторым абзацем в следующей редакции:

«При условии прохождения натурных испытаний по утвержденной методике и нераспространению пламени по поверхности противопожарного пояса допускается применение на неэксплуатируемых кровлях современных горючих кровельных материалов в качестве верхнего слоя противопожарного пояса (по водоизоляционному ковру) шириной не менее 6 м. Нижний слой противопожарного пояса (под водоизоляционным ковром) должен выполняться из материалов группы горючести НГ. При этом противопожарный пояс должен пересекать основание под кровлю, выполненное из материалов групп горючести Г3 и Г4 (в том числе теплоизоляцию), на всю толщину этих материалов».

Список литературы

1. СП 17.13330.2017. Кровли. Актуализированная редакция СНиП II-26-76 [интернет]. Режим доступа: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/14846/>.
2. ГОСТ 24045-2016. Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия. Москва: Стандартинформ; 2016.
3. ГОСТ Р 56026-2014. Материалы строительные. Метод определения группы пожарной опасности кровельных материалов. Москва: Стандартинформ; 2014.
4. ГОСТ 30444-97. Материалы строительные. Метод испытания на распространение пламени. Москва: Госстрой России; 1998.
5. ГОСТ 30402-96. Материалы строительные. Метод испытания на воспламеняемость. Москва: Минстрой России; 1996.
6. ГОСТ Р 53307-2009. Конструкции строительные. Противопожарные двери и ворота. Метод испытаний на огнестойкость. Москва: Стандартинформ; 2009.

References

1. SP 17.13330.2017. The roofs. Updated version of SNiP II-26-76 [internet]. Available at: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/14846/>. (In Russian).
2. State Standard 24045-2016. Steel sheet bent profiles with stair landings and railings for construction. Specifications. Moscow: Standartinform Publ.; 2016. (In Russian).
3. State Standard R 56026-2014. Building materials. Method for determination of the fire danger group of roofing materials. Moscow: Standartinform Publ.; 2014. (In Russian).
4. State Standard 30444-97. Building materials. Spread flame test method. Moscow: Gosstroy of Russia; 1998. (In Russian).
5. State Standard 30402-96. Building materials. Ignitability test method. Moscow: The Ministry of Construction of Russia; 1996. (In Russian).
6. State Standard R 53307-2009. Elements of building constructions. Fire doors and gates. Fire resistance test method. Moscow: Standartinform Publ.; 2009. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Мария Александровна Комарова, канд. хим. наук, руководитель научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Maria A. Komarova, Cand. Sci. (Chem.), Head of the Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

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

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

Михаил Валерьевич Шалабин, аспирант, заведующий лабораторией научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Mikhail V. Shalabin, Postgraduate Student, Head of the Laboratory, Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

Никита Олегович Мельников[✉], канд. техн. наук, доцент, заведующий лабораторией научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство»; доцент, РХТУ им. Д.И. Менделеева, Москва
e-mail: no.melnikov@yandex.ru

Nikita O. Melnikov[✉], Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, Head of the Laboratory, Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction; Associate Professor, Mendelev University of Chemical Technology, Moscow
e-mail: no.melnikov@yandex.ru

[✉] Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРИТИЧЕСКОГО ЗНАЧЕНИЯ ЧАСТОТЫ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ И МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ДЛЯ ДИНАМИЧЕСКОГО МОНИТОРИНГА

В.А. КОРОТКОВ, канд. техн. наук
П.А. РОДИН✉

Федеральное бюджетное учреждение «Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности» (ФБУ «НТЦ ЯРБ»), ул. Малая Красносельская, д. 2/8, к. 5, г. Москва, 107140, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Статья является продолжением работ по учету в анализе с помощью вибродиагностики динамических характеристик строительных конструкций зданий, содержащих трещины в бетоне. Разработанные ранее авторами методики позволили сделать оценку ослабления жесткости и уменьшения частоты собственных колебаний в элементах строительных конструкций, а также определить критическое значение частоты и соответствующий модуль деформации, по достижении которых дальнейшая эксплуатация здания невозможна. Дано описание оригинального подхода определения критического значения частоты собственных колебаний и соответствующего модуля деформации бетона.

Цель. Определение критической частоты собственных колебаний и соответствующего модуля деформации фрагмента здания (перекрытие/стена), по достижении которой дальнейшая эксплуатация здания невозможна.

Материалы и методы. На конкретных примерах получены значения критической частоты собственных колебаний и соответствующее значение модуля деформации перекрытия и стены. Рассмотрено влияние комбинированных граничных условий (сочетание шарнирных опор и жесткой заделки) на частоты собственных колебаний различных строительных конструкций.

Результаты. Полученные результаты расчетов с учетом вибродиагностики для перекрытия характеризуются существенным запасом прочности и несущей способности, а для стены прочность обеспечена, но запас по несущей способности незначительный.

Выводы. Преимуществом предлагаемого подхода, по сравнению с изложенным в методике МЧС, является определение критического значения частоты собственных колебаний и модуля деформации железобетонных строительных конструкций зданий.

Ключевые слова: вибродиагностика, частота собственных колебаний, модальный метод, модуль деформации бетона, модуль деформации стальной арматуры, динамический мониторинг, жесткое защемление, шарнирное опирание, комбинированные граничные условия

Для цитирования: Коротков В.А., Родин П.А. Определение критического значения частоты собственных колебаний и модуля деформации железобетонных строительных конструкций для динамического мониторинга. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2025;46(3):62–74. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-62-74](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-62-74)

Вклад авторов

Коротков В.А. – разработка метода, написание статьи.

Родин П.А. – выполнение расчетов, написание статьи.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 01.06.2025

Поступила после рецензирования 07.07.2025

Принята к публикации 10.07.2025

CALCULATING THE CRITICAL VALUE OF THE NATURAL FREQUENCY AND DEFORMATION MODULUS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES FOR DYNAMIC MONITORING

V.A. KOROTKOV, Cand. Sci. (Engineering)

P.A. RODIN✉

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

Abstract

Introduction. This ongoing study considers the dynamic characteristics of building structures with cracks in concrete when monitoring using vibration diagnostics. Previously developed methods provided an assessment of the reduction in stiffness and natural frequency in structural elements. Critical values of frequency and corresponding deformation modulus were then determined; when reached, further operation of the building would be impossible. An original approach to determining the critical value of the natural frequency and the corresponding deformation modulus of concrete is described.

Aim. To determine the critical natural frequency of a building section (floor/wall), beyond which the building can no longer be exploited.

Materials and methods. Values of the critical natural frequency and the corresponding value of the deformation modulus of the slab and wall were obtained using examples. The impact of combined boundary conditions, i.e., the combination of hinged supports and rigid fixing, on the natural frequencies of various building structures is examined.

Results. The obtained calculation results, with regard to vibration diagnostics, indicate a margin of strength and load-bearing capacity for the slab, while the wall has sufficient strength, albeit with an insignificant margin of load-bearing capacity.

Conclusions. Compared to the approach outlined in the EMERCOM methodology, the proposed method is advantageous in calculating the critical value of the natural frequency and the deformation modulus of concrete in building structures.

Keywords: vibration diagnostics, natural frequency, modal method, concrete deformation modulus, steel reinforcement deformation modulus, dynamic monitoring, rigid fixing, hinged support, combined boundary conditions

For citation: Korotkov V.A., Rodin P.A. Calculating the critical value of the natural frequency and deformation modulus of reinforced concrete structures for dynamic monitoring. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2025;46(3):62–74. [In Russian]. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-62-74](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-62-74)

Authors contribution statement

Korotkov V.A. – method development, manuscript writing.

Rodin P.A. – performing calculations, manuscript writing.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 01.06.2025

Revised 07.07.2025

Accepted 10.07.2025

В соответствии с [1] рассмотрим методику решения задачи на примере расчета критической частоты собственных колебаний перекрытия здания, которое моделировалось прямоугольной пластиной. В расчетах автономной пластины учитывались два вида граничных условий – шарнирно опертые и жестко защемленные граничные условия [2], так как в пределах этих границ находится интересующая частота.

Модальный анализ проводился по программе ЛОГОС*.

Исходные данные для расчета имеют вид (материал 1):

- длина $a_1 = 11,45$ м; ширина $a_2 = 6$ м; толщина $h = 0,7$ м;
- модуль Юнга $E_{\text{проект1}} = 3 \times 10^7$ кН/м² (проектный модуль деформации бетона класса В22,5);
- коэффициент Пуассона $\nu = 0,2$;
- массовая плотность $\rho = 2,4$ т/м³.

Цилиндрическая жесткость определялась по формуле:

$$D_0 = \frac{E_{\text{проект1}} \times h^3}{12(1 - \nu^2)} = \frac{3 \times 10^7 \times 0,7^3}{12(1 - 0,2^2)} = 0,893 \times 10^6 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Частоту собственных колебаний шарнирно опертой по контуру прямоугольной пластины можно определить по следующей аналитической формуле [3]:

$$\omega = \pi^2 \left(\frac{m_1^2}{a_1^2} + \frac{m_2^2}{a_2^2} \right) \sqrt{\frac{D_0}{\rho \times h}},$$

где m_1 и m_2 – целые числа, соответствующие номеру тона колебаний. В результате было получено аналитическое значение частоты собственных колебаний первого тона:

$$f_1 = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{3,14}{2} \times \left(\frac{1}{11,45^2} + \frac{1}{6^2} \right) \sqrt{\frac{0,893 \times 10^6}{2,4 \times 0,7}} = 40,52 \text{ Гц}.$$

Расчеты по программе выполнялись сначала для сетки КЭ 10×10 , а затем для сетки КЭ 20×20 , что оказалось достаточным для сходимости решения.

В табл. 1 представлена оценка частоты собственных колебаний перекрытия, полученная аналитическим путем и по программе.

* Пакет программ для ЭВМ «ЛОГОС», версия 5 (ЛОГОС-ПРОЧНОСТЬ), ФГУП «РФЯЦ-ВНИИЭФ», РФ.

Погрешность расчета 2,4 % является приемлемой.

На рис. 1 представлена форма колебаний первого тона.

Далее рассмотрим модель перекрытия, но с учетом арматуры, имеющей следующие свойства (материал 2):

- модуль Юнга $E_{\text{проект}2} = 2 \times 10^8 \text{ кН/м}^2$ (проектный модуль деформации арматуры);
- коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$;
- массовая плотность $\rho = 7,85 \text{ т/м}^3$.

Бетон с арматурой моделировались в виде многослойного КЭ [4], состоящего из пяти слоев, показанных на рис. 2, где материал 1 соответствует бетону, а материал 2 соответствует стальной арматуре.

В работе выполнялась серия расчетов частоты собственных колебаний плиты при уменьшении модуля деформации бетона от проектного до нулевого значения, соответствующего полностью разрушенному бетону. При этом учитывались инерционные свойства бетона и арматуры, которые считались неизменными во всех расчетах. Модуль деформации арматуры учитывался по двум сценариям. По сценарию **жб1** модуль деформации арматуры оставался неизменным при деградации модуля деформации бетона от нормативного до нулевого

Таблица 1

Оценка частоты собственных колебаний перекрытия

Table 1

Частота, Гц	Аналитика	Расчет по программе (20 × 20)	Погрешность
f_1	40,52 Гц	39,54 Гц	2,4 %

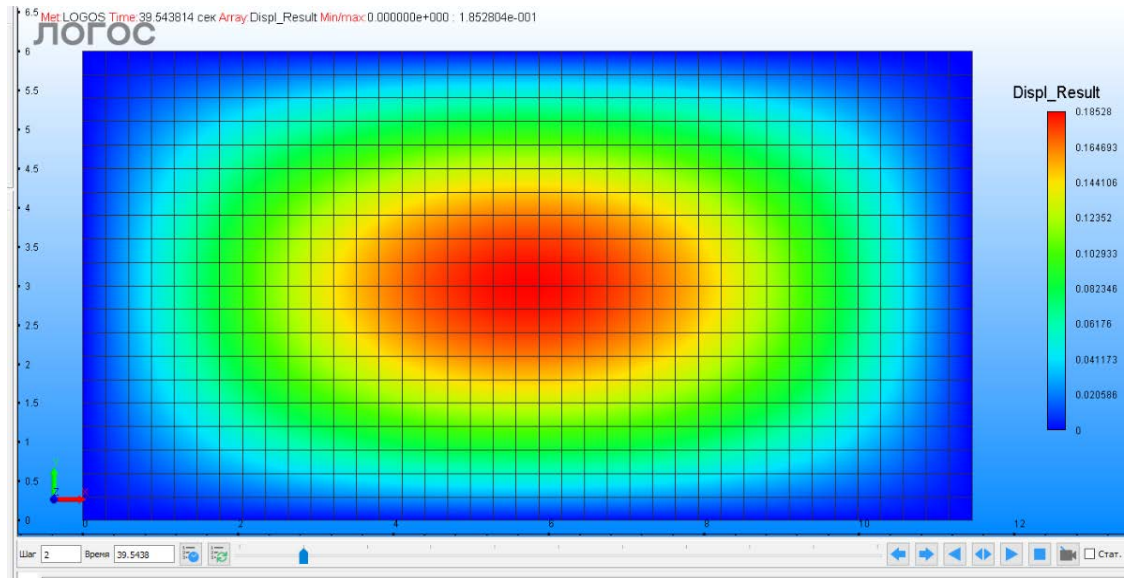


Рис. 1. Частота и форма собственных колебаний первого тона

Fig. 1. Frequency and shape of natural frequency of the first mode

значения, а по сценарию **жб2** модули деформации бетона и арматуры одновременно уменьшались от нормативных до нулевых значений. Графики зависимости частоты собственных колебаний первого тона от модуля деформации бетона и железобетона в относительных единицах представлены на рис. 3, а оцифровка графиков представлена в табл. 2.

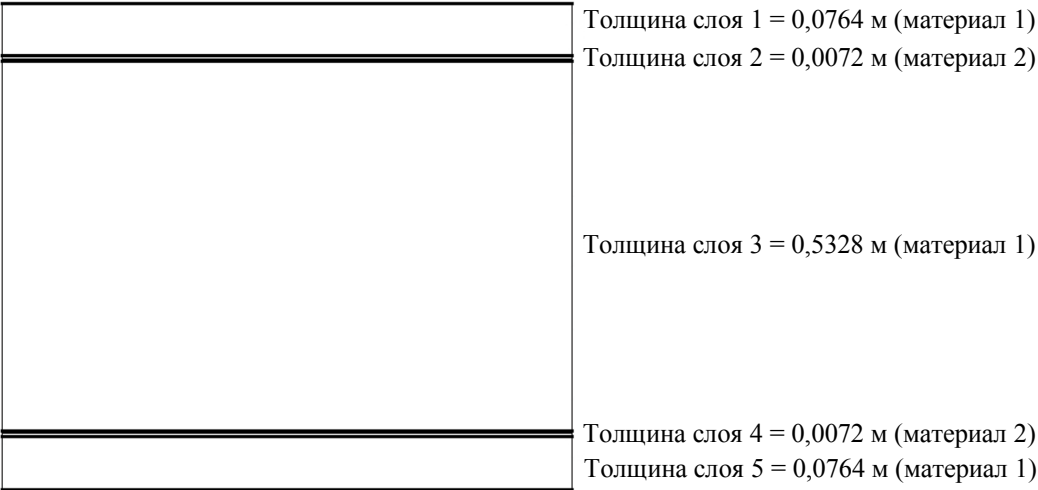


Рис. 2. Слоистая модель перекрытия из бетона и арматуры толщиной 0,7 м
Fig. 2. Layered model of a concrete and reinforcement slab with a 0.7 m thickness

Таблица 2

**Сравнение частот собственных колебаний перекрытия из бетона и железобетона
(шарнирно опертая плита)**

Table 2

**Comparison of natural frequencies of concrete and reinforced concrete slabs
(hinge-supported slab)**

№ п/п	$\bar{E}_{бет} = \bar{E}_{арм}$	$E_{бет}, \text{кН/м}^2$	$E_{арм}, \text{кН/м}^2$	$f_{жб1}, \text{Гц}$	$f_{жб2}, \text{Гц}$	$f_{бет}, \text{Гц}$	$\bar{f}_{бет}$	$\bar{f}_{жб1}$	$\bar{f}_{жб2}$
1	1,00	$3,00 \times 10^7$	$2,00 \times 10^8$	42,62	42,37	39,54	1,00	1,08	1,07
2	0,90	$2,70 \times 10^7$	$1,80 \times 10^8$	40,89	40,20	37,51	0,95	1,03	1,02
3	0,80	$2,40 \times 10^7$	$1,60 \times 10^8$	39,09	37,90	35,36	0,89	0,99	0,96
4	0,70	$2,10 \times 10^7$	$1,40 \times 10^8$	37,20	35,45	33,08	0,84	0,94	0,90
5	0,60	$1,80 \times 10^7$	$1,20 \times 10^8$	35,21	32,82	30,63	0,77	0,89	0,83
6	0,50	$1,50 \times 10^7$	$1,00 \times 10^8$	33,10	29,96	27,96	0,71	0,84	0,76
7	0,40	$1,20 \times 10^7$	$0,80 \times 10^8$	30,85	26,80	25,00	0,63	0,78	0,68
8	0,30	$0,90 \times 10^7$	$0,60 \times 10^8$	28,41	23,21	21,65	0,55	0,72	0,59
9	0,20	$0,60 \times 10^7$	$0,40 \times 10^8$	25,74	18,95	17,68	0,45	0,65	0,48
10	0,17	$0,57 \times 10^7$	$0,38 \times 10^8$	24,91	18,47	15,81	0,40	0,63	0,47
11	0,10	$0,30 \times 10^7$	$0,20 \times 10^8$	22,74	13,40	12,50	0,32	0,58	0,34
12	0,05	$0,15 \times 10^7$	$0,10 \times 10^8$	21,17	9,67	9,00	0,23	0,54	0,24
13	0,03	$0,10 \times 10^7$	$0,06 \times 10^8$	20,48	7,66	7,21	0,18	0,52	0,19
14	0,01	$0,05 \times 10^7$	$0,02 \times 10^8$	19,87	5,25	5,10	0,13	0,50	0,13
15	0,00	$0,01 \times 10^7$	$0,01 \times 10^8$	19,37	2,56	0,00	0,00	0,49	0,06

Ниже приводится список принятых обозначений:

$E_{\text{проект1}}$ – проектное значение модуля деформации бетона;

$E_{\text{проект2}}$ – проектное значение модуля деформации арматуры;

$E_{\text{бет}}$ – текущее значение модуля деформации бетона от проектной до нулевой величины;

$E_{\text{арм}}$ – текущее значение модуля деформации арматуры от проектной до нулевой величины;

$\bar{E}_{\text{бет}} = \frac{E_{\text{бет}}}{E_{\text{проект1}}}$ – относительное значение модуля деформации бетона;

$\bar{E}_{\text{арм}} = \frac{E_{\text{арм}}}{E_{\text{проект2}}}$ – относительное значение модуля деформации арматуры;

$f_{\text{бет}}$ – частота собственных колебаний перекрытия из бетона для текущих значений модуля деформации бетона;

$f_{\text{жб1}}$ – частота собственных колебаний перекрытия из железобетона для текущих значений модуля деформации бетона и арматуры (сценарий жб1);

$f_{\text{жб2}}$ – частота собственных колебаний перекрытия из железобетона для текущих значений модуля деформации бетона и арматуры (сценарий жб2);

$f_{\text{проект}} = 39,54$ Гц – проектное значение частоты собственных колебаний перекрытия из проектного бетона при шарнирном опирании и $f_{\text{проект}} = 73,65$ Гц в расчете на жесткой заделке;

$\bar{f}_{\text{бет}} = \frac{f_{\text{бет}}}{f_{\text{проект}}}$ – относительное значение частоты собственных колебаний перекрытия из бетона;

$\bar{f}_{\text{жб1}} = \frac{f_{\text{жб1}}}{f_{\text{проект}}}$ – относительное значение частоты собственных колебаний перекрытия из железобетона (сценарий жб1);

$\bar{f}_{\text{жб2}} = \frac{f_{\text{жб2}}}{f_{\text{проект}}}$ – относительное значение частоты собственных колебаний перекрытия из железобетона (сценарий жб2).

Как видно из рис. 3, при уменьшении модуля деформации бетона от проектных до нулевых значений частота собственных колебаний перекрытия снижается. Точкой А на рис. 3 отмечено экспериментальное (вибродиагностика) значение частоты собственных колебаний перекрытия 37,6 Гц, которое соответствует модулю деформации бетона $0,9E_{\text{проект1}}$.

Для проектного значения модуля деформации частота собственных колебаний перекрытия из железобетона на 7,7 % превосходит частоту собственных колебаний перекрытия из бетона за счет влияния арматуры. При значении модуля деформации бетона, близком к нулю (полностью разрушенный бетон), значение частоты собственных колебаний перекрытия составило 19,24 Гц. Эта частота соответствует катастрофической (аварийной) степени повреждения рассматриваемого перекрытия и определяется на основании жесткости арматуры и инерционных свойств арматуры и бетона.

Для оценки критической частоты принимается подход, изложенный в таблице 9 методики МЧС [5]. Согласно данному подходу, при уменьшении квадрата частоты собственных колебаний конструкции на 60 % конструкция переходит из сильно ограниченно-работоспособного

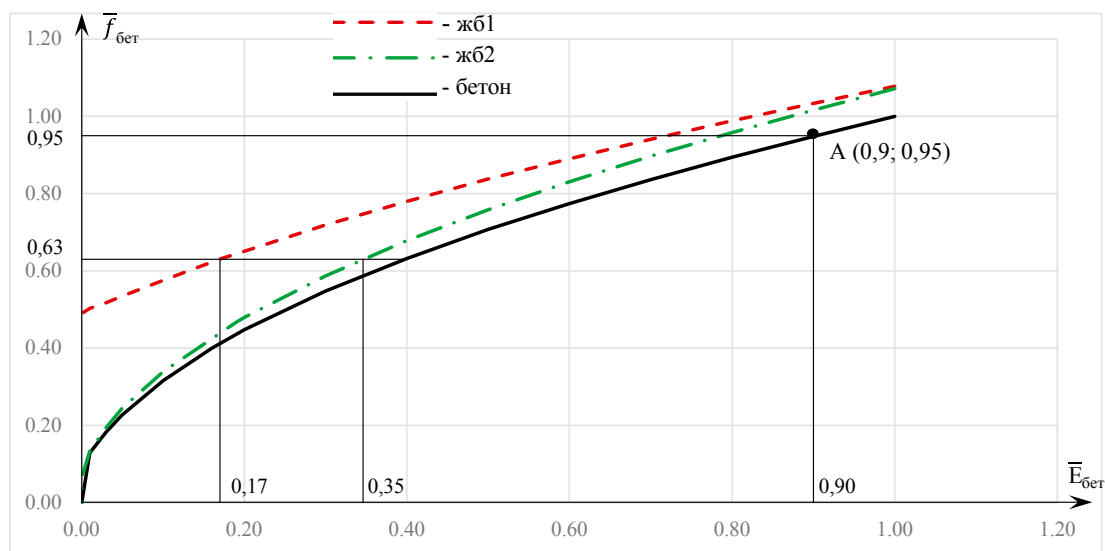


Рис. 3. Зависимость частоты собственных колебаний от модуля деформации перекрытия (шарнирное опирание)
Fig. 3. Relation between natural frequency and deformation modulus of the slab (hinged support)

технического состояния в тяжелое аварийное техническое состояние. Уменьшению квадрата частоты собственных колебаний конструкции на 60 % соответствует значение самой частоты, составляющее 63 % от ее проектного значения. Как видно из рис. 3, для такого технического состояния перекрытия частота собственных колебаний, составляющая 0,63 от ее проектного значения, в зависимости от сценария лежит в диапазоне модулей деформации бетона от 0,17 до 0,35 первоначального значения.

Далее рассмотрим аналогичное решение по определению критического значения частоты собственных колебаний перекрытия, но с жестко защемленными граничными условиями [6]. Частоту собственных колебаний пластины можно определить по следующей формуле:

$$\omega_0 = \frac{22,37}{a_1^2} \sqrt{1 + 0,605 \times \frac{a_1^2}{a_2^2} + \frac{a_1^4}{a_2^4}} \times \sqrt{\frac{D_0}{\rho \times h}} = 504 \frac{\text{рад}}{\text{с}}; f_0 = \frac{\omega_0}{2\pi} = 82 \text{ Гц}, a_1 > a_2.$$

Погрешность при сравнении полученного результата с расчетом по программе ЛОГОС составила 10 %.

На рис. 4 и в табл. 3 представлены результаты расчетов, которые выполнены в той же постановке, как и в случае шарнирного опирания перекрытия.

По результатам рассмотрения можно заключить, что критическая частота собственных колебаний перекрытия лежит в диапазоне модулей деформации перекрытия от 0,19 до 0,35 от проектного модуля деформации бетона, что обеспечивает слишком консервативный характер результатов при расчете перекрытия на жесткой заделке. Решение для перекрытия на шарнирных опорах находится в лучшем соответствии с экспериментальным результатом, полученным из вибродиагностики в точке А. Ввиду этого итоговое значение критической частоты собственных колебаний для данного перекрытия составит 24,9 Гц при модуле деформации

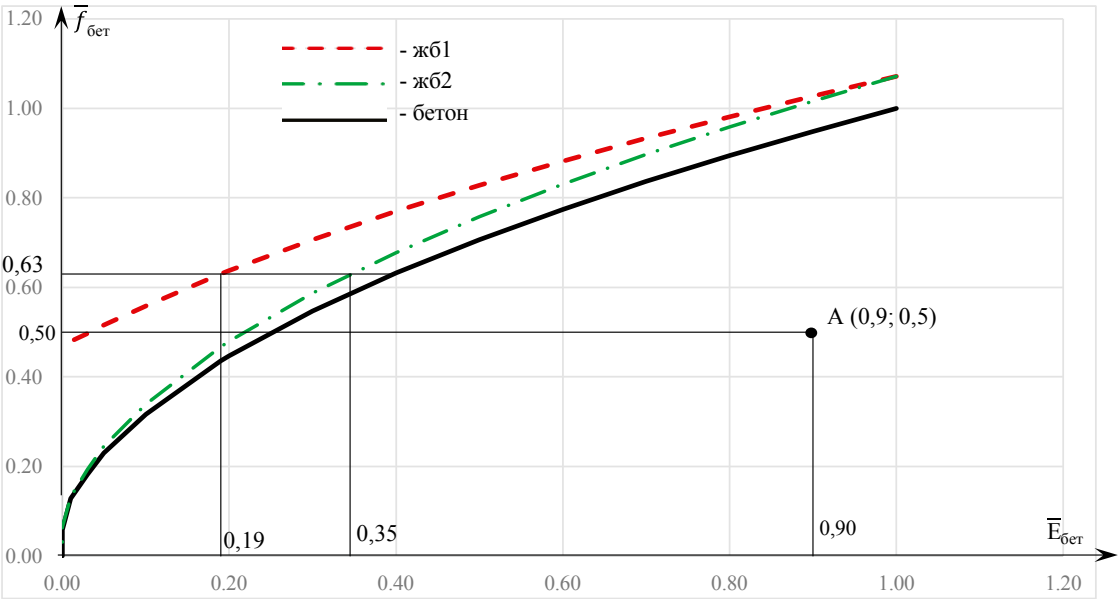


Рис. 4. Зависимость относительной частоты собственных колебаний от относительного значения модуля деформации перекрытия (жесткая заделка)

Fig. 4. Relation between the relative frequency of natural frequency and the relative value of the deformation modulus of the slab (rigid fixing)

Таблица 3

Сравнение частот собственных колебаний перекрытия из бетона и железобетона (жесткое защемление)

Table 3

Comparison of natural frequencies of concrete and reinforced concrete slabs (rigid fixing)

№ п/п	$\bar{E}_{бет} = \bar{E}_{арм}$	$E_{бет}, \text{ кН/м}^2$	$E_{арм}, \text{ кН/м}^2$	$f_{жб1}, \text{ Гц}$	$f_{жб2}, \text{ Гц}$	$f_{бет}, \text{ Гц}$	$\bar{f}_{бет}$	$\bar{f}_{жб1}$	$\bar{f}_{жб2}$
1	1,00	$3,00 \times 10^7$	$2,00 \times 10^8$	78,93	78,93	73,65	1,00	1,07	1,07
2	0,90	$2,70 \times 10^7$	$1,80 \times 10^8$	75,69	74,88	69,87	0,95	1,03	1,02
3	0,80	$2,40 \times 10^7$	$1,60 \times 10^8$	72,30	70,60	65,87	0,89	0,98	0,96
4	0,70	$2,10 \times 10^7$	$1,40 \times 10^8$	68,75	66,04	61,62	0,84	0,93	0,90
5	0,60	$1,80 \times 10^7$	$1,20 \times 10^8$	64,99	61,14	57,05	0,77	0,88	0,83
6	0,50	$1,50 \times 10^7$	$1,00 \times 10^8$	61,00	55,81	52,08	0,71	0,83	0,76
7	0,40	$1,20 \times 10^7$	$0,80 \times 10^8$	56,72	49,92	46,58	0,63	0,77	0,68
8	0,30	$0,90 \times 10^7$	$0,60 \times 10^8$	52,08	43,23	40,34	0,55	0,71	0,59
9	0,20	$0,60 \times 10^7$	$0,40 \times 10^8$	46,95	35,30	32,93	0,45	0,64	0,48
10	0,19	$0,57 \times 10^7$	$0,38 \times 10^8$	46,40	34,40	32,10	0,44	0,63	0,47
11	0,10	$0,30 \times 10^7$	$0,20 \times 10^8$	41,11	24,96	23,29	0,32	0,56	0,34
12	0,05	$0,15 \times 10^7$	$0,10 \times 10^8$	37,98	18,02	16,90	0,23	0,52	0,24
13	0,03	$0,10 \times 10^7$	$0,06 \times 10^8$	36,60	14,27	13,44	0,18	0,50	0,19
14	0,01	$0,05 \times 10^7$	$0,02 \times 10^8$	35,35	9,78	9,50	0,13	0,48	0,13
15	0,00	$0,01 \times 10^7$	$0,01 \times 10^8$	34,30	4,77	4,25	0,06	0,47	0,06

бетона $0,5 \times 10^7$ кН/м² и при шарнирном опирании, что соответствует сценарию жб1, когда по мере деградации модуля деформации бетона от проектного до нулевого значения модуль деформации арматуры не претерпевает существенных изменений.

Следует отметить, что при колебаниях в упругой области изгибная жесткость железобетонного перекрытия определяется из расчета относительно нейтральной оси, проходящей через центр сечения, а при колебаниях в неупругой области нейтральная ось смещается, что оказывает влияние на результат. Опосредованный учет этого производится за счет рассмотрения в модальном анализе всех возможных жесткостей перекрытия в диапазоне от проектного до нулевых значений.

Для расширения методики, изложенной в [1], дополнительно рассмотрим расчет критической частоты собственных колебаний стены здания, которая также моделировалась прямоугольной пластиной. В расчетах автономной пластины учитывались два вида граничных условий – жестко защемленные и комбинированные (шарнирно опертые по контуру, жесткая заделка снизу). Применение комбинированных граничных условий обусловлено примыканием массивной фундаментной плиты к нижней части данной стены, что обеспечивает хорошее соответствие с результатами вибродиагностики.

Исходные данные для расчета имеют вид (материал 1):

- длина $a_1 = 21,8$ м; ширина $a_2 = 4,7$ м; толщина $h_1 = 2,1$ м; $h_2 = 0,9$ м;
- модуль Юнга $E_{\text{проект1}} = 3 \times 10^7$ кН/м² (проектный модуль деформации бетона класса В22,5);
- коэффициент Пуассона $\nu = 0,2$;
- массовая плотность $\rho = 2,4$ т/м³.

Геометрические размеры стены приведены на рис. 5.

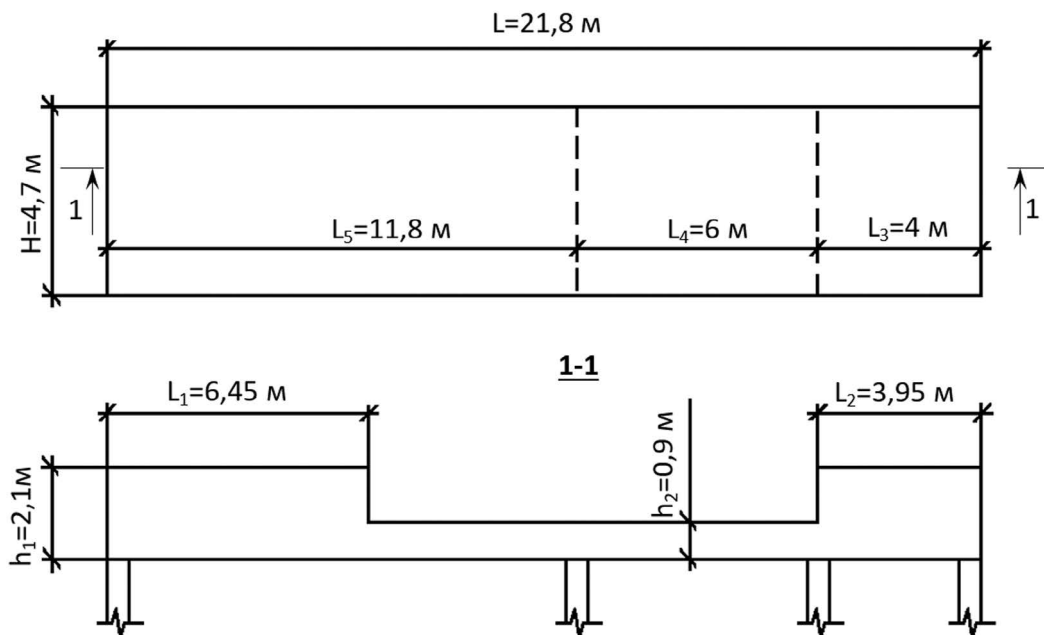


Рис. 5. Геометрические размеры стены
 Fig. 5. Geometric dimensions of the wall

На рис. 5 пунктирной линией показаны места примыкания поперечных стен, которые учитывались наложенными связями в нормальном к стене направлении. Железобетонная стена моделировалась с помощью многослойных КЭ, состоящих из пяти слоев, показанных на рис. 6 и 7.

На рис. 8 показан первый тон собственных колебаний стены для шарнирного опирания по контуру + жесткая заделка снизу.

В табл. 4 и на рис. 9 представлены графики зависимости частоты собственных колебаний стены от модуля деформации бетона и арматуры и их оцифровка.

Для верификации представленного подхода необходимо провести нелинейный анализ системы «сооружение – грунтовое основание» с учетом работы железобетонного перекрытия.

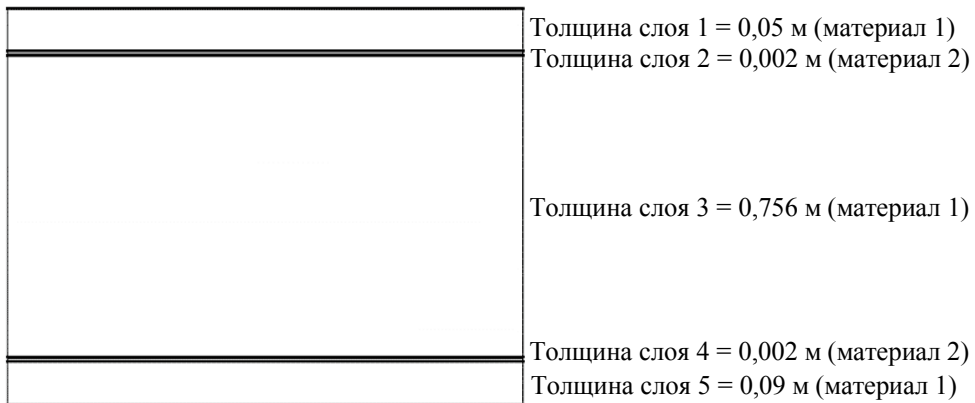


Рис. 6. Многослойный КЭ толщиной 0,9 м
Fig. 6. Multilayer finite element with a thickness of 0.9 m

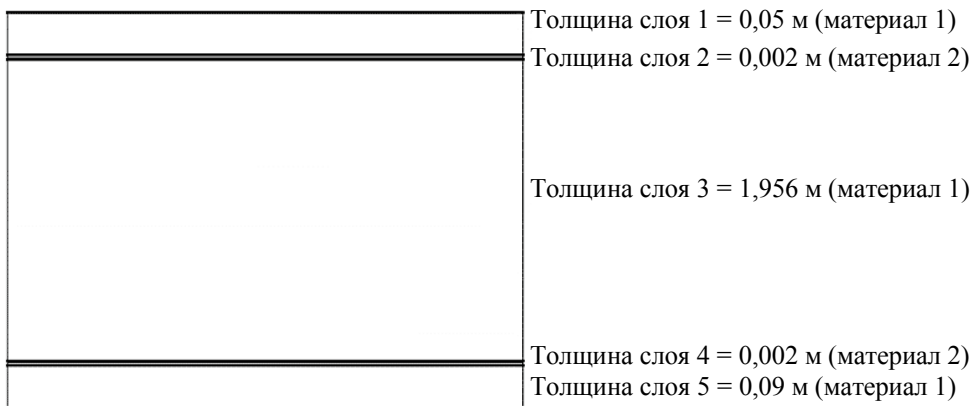


Рис. 7. Многослойный КЭ толщиной 2,1 м
Fig. 7. Multilayer finite element with a thickness of 2.1 m

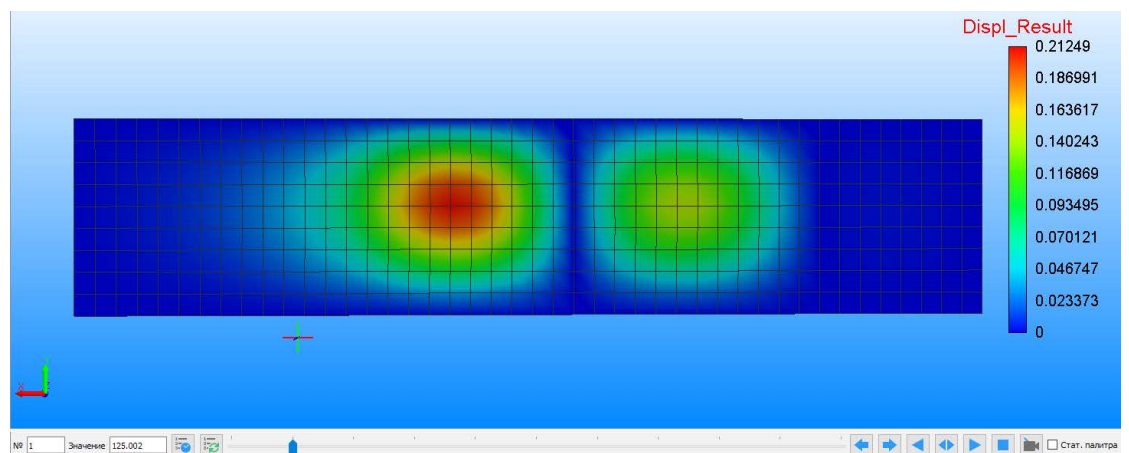


Рис. 8. Первый тон собственных колебаний стены для шарнирного опирания по контуру + жесткая заделка снизу
Fig. 8. First mode of the natural frequency of wall for hinged support along the perimeter + rigid fixing from below

Таблица 4

**Сравнение частот собственных колебаний стены из бетона и железобетона
(шарнирное опирание по контуру + жесткая заделка снизу)**

Table 4

**Comparison of natural frequencies of concrete and reinforced concrete walls (hinged support
along the perimeter + rigid fixing from below)**

№ п/п	$\bar{E}_{бет} = \bar{E}_{арм}$	$E_{бет}, \text{кН/м}^2$	$E_{арм}, \text{кН/м}^2$	$f_{жб1}, \text{Гц}$	$f_{жб2}, \text{Гц}$	$f_{бет}, \text{Гц}$	$\bar{f}_{бет}$	$\bar{f}_{жб1}$	$\bar{f}_{жб2}$
1	1,00	$3,00 \times 10^7$	$2,00 \times 10^8$	125,0	125,0	122,8	1,00	1,02	1,02
2	0,90	$2,70 \times 10^7$	$1,80 \times 10^8$	118,7	118,4	116,3	0,95	0,97	0,96
3	0,80	$2,40 \times 10^7$	$1,60 \times 10^8$	112,1	111,3	109,4	0,89	0,91	0,91
4	0,70	$2,10 \times 10^7$	$1,40 \times 10^8$	105,0	103,8	102,0	0,83	0,85	0,85
5	0,60	$1,80 \times 10^7$	$1,20 \times 10^8$	98,4	96,8	95,1	0,77	0,80	0,79
6	0,50	$1,50 \times 10^7$	$1,00 \times 10^8$	90,6	88,4	86,9	0,71	0,74	0,72
7	0,40	$1,20 \times 10^7$	$0,80 \times 10^8$	82,0	79,1	77,7	0,63	0,67	0,64
8	0,35	$1,02 \times 10^7$	$0,70 \times 10^8$	77,1	73,8	72,5	0,59	0,63	0,60
9	0,30	$0,90 \times 10^7$	$0,60 \times 10^8$	72,3	68,5	67,3	0,55	0,59	0,56
10	0,20	$0,60 \times 10^7$	$0,40 \times 10^8$	61,1	55,9	54,9	0,45	0,50	0,46
11	0,10	$0,30 \times 10^7$	$0,20 \times 10^8$	47,2	39,5	38,8	0,32	0,38	0,32
12	0,05	$0,15 \times 10^7$	$0,10 \times 10^8$	38,3	28,4	27,9	0,23	0,31	0,23
13	0,01	$0,02 \times 10^7$	$0,05 \times 10^8$	26,3	13,0	12,3	0,10	0,21	0,11
14	0,005	$0,01 \times 10^7$	$0,01 \times 10^8$	24,0	9,0	8,8	0,07	0,20	0,07
15	0,001	$0,002 \times 10^7$	$0,005 \times 10^8$	21,6	4,1	3,9	0,03	0,18	0,03
16	0,00	1,00	1,00	21,0	0,0	0,0	0,00	0,17	0,00

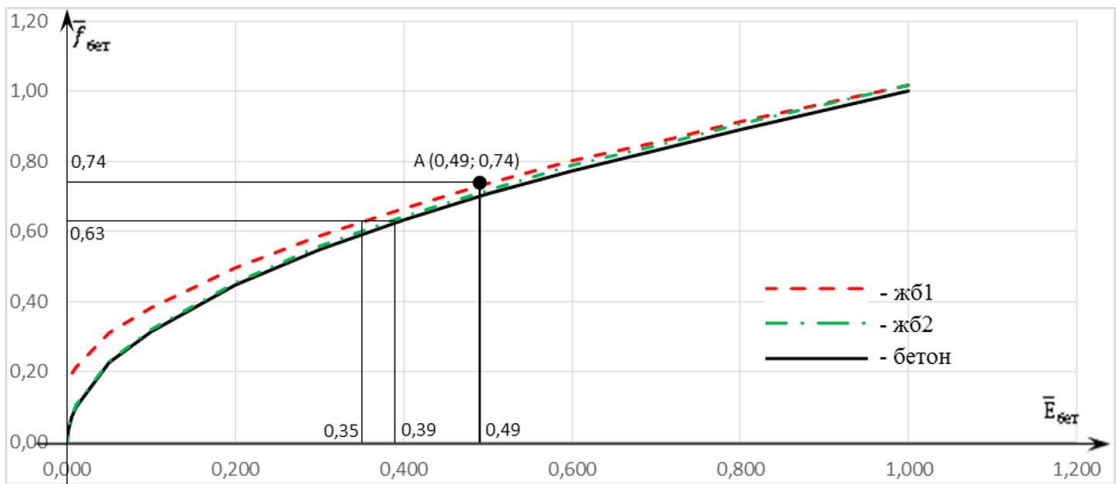


Рис. 9. Зависимость относительной частоты собственных колебаний от относительного значения модуля деформации стены (шарнирное опирание по контуру + жесткая заделка снизу)

Fig. 9. Relation between the relative frequency of natural frequency and the relative value of wall deformation modulus (hinged support along the perimeter + rigid fixing from below)

Выводы

В работе представлено обоснование критерия для динамического мониторинга строительных конструкций, основанного на модальном анализе, на методике МЧС, разработанной для зданий, и на результатах вибродиагностики.

По результатам выполненных расчетов получили:

- для перекрытия на отметке +13,6 критическое значение частоты собственных колебаний составило 0,63 в долях от проектного значения, а экспериментальное значение – 0,95, что характеризует существенный запас по несущей способности; катастрофическое значение частоты для перекрытия составило 0,49;

- для стены критическое значение частоты собственных колебаний составило 0,63, а экспериментальное значение – 0,74, что также обеспечивает запас по несущей способности, так как превышает критическое значение; катастрофическое значение частоты для стены НВК составило 0,17;

- для критических значений частот собственных колебаний перекрытия и стены соответствующие значения модулей деформации составили 0,17 и 0,35 в долях от проектного значения модуля деформации бетона.

Список литературы

1. Коротков В.А., Родин П.А. Установление критерия для динамического мониторинга железобетонных строительных конструкций зданий. Строительная механика и расчет сооружений. 2024;{5}:22–27. <https://doi.org/10.37538/0039-2383.2024.5.22.27>.
2. Есенов А.В., Коротков В.А., Кузьминов А.В., Родин П.А., Сидоров Н.М., Югай Т.З. Оценка прочности и устойчивости железобетонных конструкций АЭС с учетом результатов вибродиагностики. Вестник НИЦ «Строительство». 2022;{3}:79–91. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3\(34\)-79-91](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-79-91).

3. Биргер И.А., Пановко Я.Г. Расчет конструкций на сейсмостойкость. Т. 3. Москва: Машиностроение; 1968.
4. Айдемиров К.Р., Агапов В.П., Муртазалиев Г.М. Применение многослойных конечных элементов переменной толщины при расчете железобетонных плит в вычислительном комплексе «Принс». Вестник Дагестанского государственного технического университета. Технические науки. 2020;47(4):112–121. <https://doi.org/10.21822/2073-6185-2020-47-4-112-121>.
5. МЧС России. Методические рекомендации по оценке инженерной безопасности зданий и сооружений. Москва; 2022.
6. Карпова Е.В. Численные исследования составных пластин трапецевидного очертания, жестко заземленных и шарнирно опертых по контуру. Строительство и реконструкция. 2017;(2):10–16.

References

1. Korotkov V.A., Rodin P.A. Criterion for dynamic monitoring of reinforced concrete civil structures. Structural mechanics and analysis of constructions. 2024;(5):22–27. (In Russian). <https://doi.org/10.37538/0039-2383.2024.5.22.27>.
2. Esenov A.V., Korotkov V.A., Kuzminov A.V., Rodin P.A., Sidorov N.M., Yugai T.Z. Strength and stability assessment of NPP reinforced concrete structures regarding the results of vibration analysis. Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2022;34(3):79–91. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3\(34\)-79-91](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-79-91).
3. Birger I.A., Panovko Ya.G. Analysis of structures for seismic resistance. Vol. 3. Moscow: Mashinostroenie Publ.; 1968. (In Russian).
4. Aidemirov K.R., Agapov V.P., Murtazaliev G.M. Application of multilayer finite elements of variable thickness in the calculation of reinforced concrete slabs in the “Prince” computer complex. Herald of Dagestan State Technical University. Technical Sciences. 2020;47(4):112–121. (In Russian). <https://doi.org/10.21822/2073-6185-2020-47-4-112-121>.
5. Russian Emergency Situations Ministry. Methodological recommendations for assessing the engineering safety of buildings and structures. Moscow; 2022.
6. Karpova E. Numerical analysis of composite trapezoidal plates, which are clamped or simply supported along the contour. Building and Reconstruction. 2017;(2):10–16. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Владимир Анатольевич Коротков, канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник отдела надежности строительных конструкций, ФБУ «НТЦ ЯРБ», Москва
e-mail: korotkov@secnrs.ru

Vladimir A. Korotkov, Cand. Sci. (Engineering), Leading Researcher of the Construction Reliability Division, Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety, Moscow
e-mail: korotkov@secnrs.ru

Павел Александрович Родин✉, научный сотрудник отдела надежности строительных конструкций, ФБУ «НТЦ ЯРБ», Москва
e-mail: prodin@secnrs.ru

Pavel A. Rodin✉, Researcher of the Construction Reliability Division, Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety, Moscow
e-mail: prodin@secnrs.ru

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

ОБЕСПЕЧЕНИЕ РЕГЛАМЕНТИРУЕМОГО УРОВНЯ НАДЕЖНОСТИ СТАЛЬНОЙ СТЕРЖНЕВОЙ КОНСТРУКЦИИ ПОВЫШЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТИ НА ПРИМЕРЕ ПОКРЫТИЯ СК «ИЛЬИЧЕВЕЦ» В Г. МАРИУПОЛЕ

В.Ф. МУЩАНОВ¹, д-р техн. наук
А.Н. ОРЖЕХОВСКИЙ¹, канд. техн. наук
И.М. ГАРАНЖА^{2,✉}, канд. техн. наук
А.В. ТАНАСОГЛО², канд. техн. наук
С.Г. МИСТЮКОВА²

¹ ФГБОУ ВО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры» (ДонНАСА), ул. Державина, д. 2, г. Макеевка, 286123, Российская Федерация

² ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), Ярославское шоссе, д. 26, г. Москва, 129337, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Статья рассматривает проблемы анализа склонности уникальных стержневых конструкций и конструкций повышенной ответственности к прогрессирующему обрушению, а также методику анализа надежности данных конструкций.

Цель. Разработка алгоритма оценки склонности уникальных конструкций повышенной ответственности к лавинообразному обрушению в рамках различных расчетных нагрузений.

Материалы и методы. Рассматривается алгоритм вычисления численных показателей надежности конструкции. В частности, анализируются характеристики безопасности. Определяются верхний численный критерий надежности, характеризующий вероятность отказа всей группы наиболее ответственных элементов, и нижний уровень надежности – минимальное значение, характеризующее надежность стержня из группы наиболее ответственных элементов конструкции. Предложенные методики реализованы на языке программирования MATLAB в виде авторского программного комплекса. Произведена верификация предложенной методики при разработке проекта восстановления СК «Ильичевец» в г. Мариуполе.

Результаты. Разработанная методика позволяет определить группу наиболее ответственных элементов системы, разрушение которых неминуемо вызовет начало прогрессирующего обрушения, а не производить расчеты путем слепого перебора. Предложена численная характеристика склонности конструкции к лавинообразному обрушению – $\Delta\beta$ (резерв живучести системы).

Выводы. Результаты расчетов показали практически полное соответствие полученных теоретических результатов с данными, зафиксированными в ходе обследования конструкций покрытия СК «Ильичевец» в г. Мариуполе, что свидетельствует о корректности предлагаемых авторами алгоритмов вычисления численных показателей надежности конструктивных элементов.

Ключевые слова: вероятность отказа, геометрическая нелинейность, лавинообразное обрушение, конструктивная нелинейность, критерии надежности, прогрессирующее обрушение, уникальные конструкции

Для цитирования: Мушанов В.Ф., Оржеховский А.Н., Гаранжа И.М., Танасогло А.В., Мистюкова С.Г. Обеспечение регламентируемого уровня надежности стальной стержневой конструкции повышенной ответственности на примере покрытия СК «Ильичевец» в г. Мариуполе. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2025;46(3):75–89. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-75-89](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-75-89)

Вклад авторов

Мушанов В.Ф., Оржеховский А.Н. – идея, концепция исследования, написание исходного текста, итоговые выводы.

Гаранжа И.М., Танасогло А.В., Мистюкова С.Г. – концепция исследования, написание исходного текста, обработка материала, итоговые выводы.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 10.07.2025

Поступила после рецензирования 01.08.2025

Принята к публикации 07.08.2025

ENSURING THE REGULATED RELIABILITY LEVEL OF STEEL BAR STRUCTURES WITH INCREASED LEVEL OF RESPONSIBILITY ON THE EXAMPLE OF THE ROOF OF THE ILYICHEVETS SPORTS COMPLEX IN MARIUPOL

V.F. MUSHCHANOV¹, Dr. Sci. (Engineering)
A.N. ORZHEKHOVSKIY ¹, Cand. Sci. (Engineering)
I.M. GARANZHA^{2,✉}, Cand. Sci. (Engineering)
A.V. TANASOGLO², Cand. Sci. (Engineering)
S.G. MISTYUKOVA²

¹ Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture, Derzhavin str., 2, Makeevka, 286123, Russian Federation

² Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Yaroslavskoye Shosse, 26, Moscow, 129337, Russian Federation

Abstract

Introduction. The article focuses on the challenges of analyzing the susceptibility of unique bar structures and structures with increased level of responsibility to progressive collapse, as well as the methodology for analyzing the reliability of these structures.

Aim. To develop an algorithm for assessing the susceptibility of unique structures with increased level of responsibility to avalanche collapse under various calculation loads.

Materials and methods. The algorithm for calculating numerical indicators of structural reliability, in particular, safety characteristics, is considered. The upper numerical reliability criterion, which characterizes the failure probability of the entire group of the most responsible elements, is determined, along with the lower reliability level, i.e., the minimum value characterizing the reliability of a rod from the group of the most responsible elements of the structure. The proposed methods are implemented in the MATLAB programming language in the form of an author software. The verification of the proposed method was carried out in the design of the restoration project for the Ilyichevets sports complex in Mariupol.

Results. The methods proposed provide for determining the group of the most responsible elements of the system, the failure of which will inevitably cause the onset of progressive collapse, rather than performing calculations by blind trial and error. A numerical characteristic of the susceptibility of a structure to avalanche collapse, $\Delta\beta$ (system survivability reserve), is proposed.

Conclusions. The calculation results proved that the theoretical results obtained were nearly completely consistent with the data recorded during the inspection of the roof structures of the Ilyichivets sports complex in Mariupol, thus confirming the accuracy of the proposed algorithms for calculating the numerical reliability indicators of structural elements.

Keywords: probability of failure, geometric nonlinearity, avalanche collapse, structural nonlinearity, reliability criteria, progressive collapse, unique structures

For citation: Mushchanov V.F., Orzhekhovskiy A.N., Garanzha I.M., Tanasoglo A.V., Mistyukova S.G. Ensuring the regulated reliability level of steel bar structures with increased level of responsibility on the example of the roof of the Ilychevets sports complex in Mariupol. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2025;46(3):75–89. [In Russian]. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-75-89](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-75-89)

Authors contribution statement

Mushchanov V.F., Orzhekhovskiy A.N. – idea, research concept, writing of the original text, final conclusions. Garanzha I.M., Tanasoglo A.V., Mistyukova S.G. – research concept, writing of the original text, processing of material, final conclusions.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 10.07.2025

Revised 01.08.2025

Accepted 07.08.2025

Введение

Последние десять лет наблюдается четкая тенденция на все большее ужесточение требований к строительным конструкциям в вопросе обеспечения надежности и устойчивости к лавинообразному обрушению. Это обусловливается увеличивающейся вероятностью террористических актов, использованием новых современных, но при этом не столь хорошо изученных материалов и конструктивных решений. В связи с этим ведутся разработки новых нормативных документов в области обеспечения надежности строительных конструкций. На данный момент результатом, суммирующим наработки по этим вопросам, стали нормативные документы, позволяющие обеспечивать заданный нормативный уровень надежности и предотвращать возможные сценарии развития лавинообразного обрушения строительных систем [1–5]. Приведенная нормативная база, бесспорно, выполняет возложенный на нее функционал при проектировании конструкций массового строительства. Но при обеспечении требуемого уровня надежности уникальных конструкций или определении склонности к лавинообразному разрушению возникает ряд спорных моментов, требующих уточнения и доработки.

Еще не следует забывать об оценке реального уровня надежности уже эксплуатируемых конструкций. Данный вопрос возникает при проведении различного рода обследований и освидетельствований конструкций промышленного и гражданского назначений. Как правило, после проведения обследования разрабатываются технические решения на усиление и устранение дефектов, а также повреждений. После проведения ремонтных работ конструкция рассматривается как полностью удовлетворяющая требованиям надежности. При этом уровень надежности усиленной системы не анализируется. В случае уникальных конструкций или конструкций, имеющих повышенный уровень ответственности (разрушение которых приведет к массовым жертвам или повлечет за собой значительные материальные потери), данный подход может не обеспечить минимально требуемого уровня надежности. Также следует отметить, что многие эксплуатируемые здания и сооружения были возведены во время, когда надежности и склонности к прогрессирующему разрушению уделялось значительно меньше внимания. При этом, анализируя данные аварийности, приведенные в различных источниках [6–12], можно с уверенностью сказать о разрушении по лавинообразному сценарию большинства рассмотренных случаев.

Исходя из вышеизложенного, можно сделать вывод о необходимости разработки понятного для инженера алгоритма оценки надежности строительной системы, базирующегося на вычислении численных показателей надежности. Также требует уточнения и конкретизации методика расчета склонности конструкции к лавинообразному обрушению.

Анализ исследования

На данный момент прослеживается явная тенденция к постепенному отказу от соблюдения обязательных нормативных требований в строительной отрасли. Подтверждением выступает постановление Правительства РФ № 914 [13]. В нем вносятся изменения в постановление Правительства РФ № 815 «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» [14].

Примечательным становится факт исключения из «Обязательного перечня» всех СП, кроме ГОСТ 27751-2014 [1], СП 20.13330.2016 [15], СП 28.13330.2017 [16], СП 131.13330.2020 [17], СП 59.13330.2020 [18].

Целью данного постановления является снижение нагрузки на бизнес. При этом все большей становится статистика обрушений зданий и сооружений. По сути, львиная доля вопросов обеспечения прочности, жесткости, долговечности и тем более надежности ложится на заказчика, выдающего техническое задание, в большинстве случаев некомпетентного в этих вопросах и руководствующегося, как правило, исключительно экономическими критериями, и проектную организацию.

Некоторые исследования, упоминающие надежность, рассматривают в большей мере вопросы прочности и пригодности к нормальной эксплуатации строительных конструкций [6, 19, 20]. По сути, надежность конструкции считается обеспеченной, если все ее элементы исправно функционируют. Количественная оценка запаса надежности системы не производится.

В работах, затрагивающих данный вопрос с позиции теории надежности строительных конструкций, который подразумевает вероятностный подход, в основном рассматриваются

системы, состоящие из одного или небольшого количества элементов [21–23]. Это объясняется сложностью необходимых стохастических расчетов для определения численных характеристик надежности много раз статически неопределимых систем. При этом в некоторых случаях для простых конструкций могут использовать аналитические методы, которые практически невозможно применять для сложных многоэлементных конструкций.

С надежностью строительных конструкций напрямую связана склонность системы к лавинообразному обрушению. Чем выше надежность, тем меньше вероятность развития прогрессирующего обрушения конструкции. Вопрос обеспечения устойчивости к прогрессирующему обрушению стал подниматься строителями относительно недавно, но уже изучался, и результатом этих работ стал СП 385.1325800.2018 [4]. В рамках этого документа даны рекомендации к определению склонности конструкций к лавинообразному обрушению, но они в большей мере касаются типовых систем массового строительства. К тому же вызывает настороженность применение рекомендуемых коэффициентов динамичности при исключении из работы элементов для получения вторичной расчетной схемы. Как правило, в расчетах подобного рода он принимается равным двум, что не совсем соответствует реальной картине разрушения малоуглеродистой стали. Применение двойки обосновано при хрупком разрушении, например железобетонных конструкций, но не для стальных конструкций, особенно материал которых имеет площадку текучести. Работы с вопросами расчета конструкции на лавинообразное обрушение в основном рассматривают частные случаи применения методики из СП для различного рода конструкций, а также вопросы технического характера при использовании уже готовых программных комплексов [24–27]. Следовательно, в методике расчета присутствует некоторая неоднозначность, требующая уточнения и доработки.

Целью данной работы является апробация предложенного алгоритма вычисления численных показателей надежности на конструкциях покрытия повышенного уровня ответственности СК «Ильичевец», расположенного в г. Мариуполе.

Объектом исследования запаса надежности и анализа склонности системы к лавинообразному обрушению выступает конструкция покрытия СК «Ильичевец», расположенного в г. Мариуполе.

Предмет исследования – методика анализа текущего уровня надежности стальных стержневых конструкций.

Основной материал

Авторы предлагают методику оценки уровня надежности металлических стержневых конструкций. В качестве основного критерия анализа используются численные характеристики надежности. В частности, характеристика безопасности β , она же дальность отказа. Методика позволяет определять верхний (максимальный $\beta_{\max}$) и нижний (минимальный $\beta_{\min}$) уровни надежности сложных многоэлементных стальных стержневых конструкций. Так как определение численных характеристик надежностей довольно сложная задача, то первоначально предлагается определить группу наиболее ответственных элементов системы с целью проведения вероятностных расчетов исключительно для нее. Для остальных элементов системы применяется классический детерминированный подход. С этой целью для наиболее опасного расчетного случая загрузки (если таких несколько, то расчет проводится для каждого из них по отдельности) осуществляется дополнительное пошаговое

догружение конструкции временной нагрузкой с фиксированной величиной шага. На каждом шаге догружения осуществляется геометрически нелинейный расчет напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкции. Учитываются напряжения и деформации системы, полученные на предыдущих шагах догружения. Если после этого все элементы удовлетворяют требованиям прочности, то осуществляется следующий шаг. Если напряжения в элементе превышают предел текучести, то он считается вышедшим из работы и исключается из расчетной схемы, а далее опять производится пересчет НДС для анализа перераспределения усилий для скорректированной расчетной схемы. Может получиться, что дополнительные усилия приведут к вылету рядом расположенных стержней, а они – последующих, тогда начнется прогрессирующее разрушение. Не исключены этапы стабилизации конструкции после вылета и перераспределения усилий, когда лавинообразного разрушения не наблюдается и система способна дальше воспринимать эту нагрузку. Таким образом формируется группа наиболее ответственных элементов. Надежность этой группы характеризует надежность всей конструкции. Параллельно с определением наиболее ответственных элементов можно оценить склонность системы к лавинообразному обрушению по количеству этапов стабилизации и шагов догружения системы.

В дальнейшем характеристики надежности вычисляются для группы наиболее ответственных элементов, определенных на предыдущем этапе. В основе вероятностного расчета лежит метод Монте-Карло. При этом конструкция многократно обчисляется. Для каждого расчета генерируются значения стохастических параметров системы для группы наиболее ответственных элементов и производится расчет НДС методом конечных элементов. Параметры элементов, не входящих в эту группу, рассматриваются как детерминированные величины. Таким образом определяются две величины: минимальный уровень надежности конструкции – $\beta_{\min}$ (минимальное значение характеристики безопасности элементов из группы наиболее ответственных), максимальный уровень – $\beta_{\max}$ (характеристика безопасности всей группы наиболее ответственных элементов при условии параллельной работы). Реальная надежность конструкции будет находиться между этими двумя значениями. Используя данный алгоритм, возможно выявить слабые с точки зрения надежности места конструкции и произвести их локальное усиление, а не бездумно давать одинаковый запас несущей способности для всей конструкции. В результате ряда повторных усилений (увеличение поперечного сечения) элементов, неудовлетворяющих требованиям надежности, достигается соответствие минимально требуемому уровню надежности. Также методика позволяет выполнять комплексную оценку надежности всей конструкции.

Авторы предлагают анализировать склонность конструкции к лавинообразному обрушению посредством вычисления $\Delta\beta$ (резерв живучести системы), характеризующего разницу в вероятности наступления двух событий:

- отказ одного из наиболее ответственных элементов;
- отказ всей группы наиболее ответственных элементов, который повлечет за собой развитие прогрессирующего обрушения конструкции.

$$\Delta\beta = \beta_{\max} - \beta_{\min}. \quad (1)$$

Данная величина позволит численно оценить склонность конструкции к лавинообразному обрушению, а также возможно ли ее применение при сравнении различных конструктивных решений усилений и т. д.

Более подробно приведенная методика описана в работах [28–30].

Апробацию предложенной методики провели в рамках обследования и разработки проектных решений восстановления несущих конструкций покрытия СК «Ильичевец» в г. Мариуполе (Донецкая Народная Республика).

Основные несущие конструкции представлены арками сквозного сечения с затяжками (рис. 1). Перекрываемый пролет в осях Г–Х составил 95 метров, а общая протяженность покрытия в осях 4/1–26/1 составила 131,4 метра.

В 2022 году в ходе освободительных боев спортивный комплекс подвергся обстрелу из минометов и получил ряд критических повреждений несущих конструкций. В некоторых местах прямого попадания снарядов остаточная площадь сечения составила менее 20% (рис. 2).

Наряду с классическими расчетами НДС конструкции для выполнения проектно-сметной документации осуществлялся анализ параметров надежности и склонности системы к прогрессирующему обрушению. Следует отметить, что потребность в оценке возможности возникновения лавинообразного разрушения стояла крайне остро, так как повреждения были весьма существенными и могли привести к данному сценарию.

Приведенный выше алгоритм реализован на языке программирования MATLAB. Вычисление характеристик надежности выполнялось в авторском программном комплексе, разработанном на кафедре теоретической и прикладной механики ФГБОУ ВО «ДонНАСА».

Верификация предложенной методики проводилась путем расчета трех схем. В качестве первой рассматривалась система с повреждениями, анализировалась склонность конструкции к лавинообразному обрушению и характеристики надежности (рис. 3). В качестве нагрузки выступает снеговая нагрузка, собственный вес конструкции, вес технологических ходовых мостиков, полезная нагрузка на ходовые мостики.

График выхода элементов покрытия приведен на рис. 4. Для определения наиболее ответственных элементов осуществлялось дополнительное поэтапное пригружение конструкции с шагом в 20 кН.

Вторая схема получена для уже усиленной конструкции. Усиление производилось путем устройства стальных накладок. В нескольких случаях потребовалась полная замена узлов или отдельных элементов. Более подробно конструктивные усиления описаны

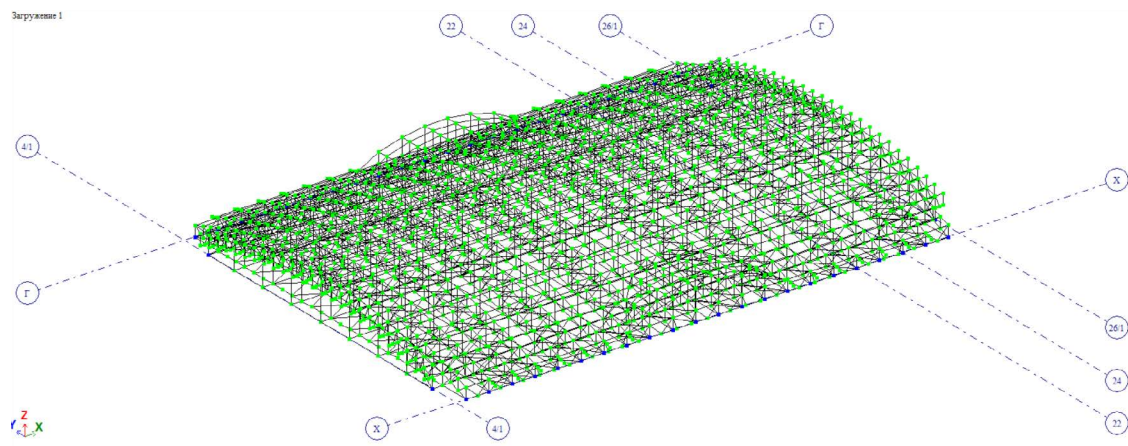


Рис. 1. Расчетная схема конструкций покрытия СК «Ильичевец»
Fig. 1. Calculation scheme of the roof structures of the Ilyichevets sports complex



Рис. 2. Повреждения арок с затяжкой сквозного сечения конструкций покрытия СК «Ильичевец»: *а* – разрушение нижнего пояса арки сквозного сечения по оси 24; *б* – повреждение стойки арки сквозного сечения по оси 24; *в* – повреждение верхнего пояса арки

Fig. 2. Damage to arches with tied-in cross-sections of the roof structure of the Ilyichevets sports complex: *a* – destruction of the lower chord of the arch of cross-section along axis 24; *b* – damage to the arch stand of cross-section along axis 24; *c* – damage to the upper chord of the arch

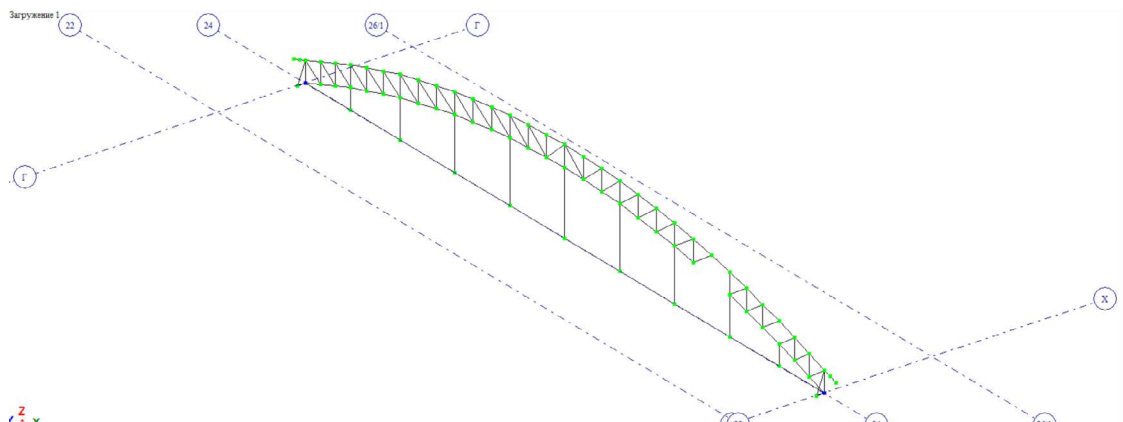


Рис. 3. Повреждения арки по оси 24
Fig. 3. Damage to the arch along the axis 24

в источнике [31]. В третьей расчетной схеме отсутствовали повреждения, действовали расчетные нагрузки совместно с аварийными воздействиями. В качестве таковых рассматривались импульсные взрывные воздействия, моделирующие разрушающее воздействие. Для третьей расчетной схемы анализировалась только картина отказа элементов системы.

Для первых двух расчетных ситуаций (первая и вторая расчетные схемы) результаты характеристик надежности приведены в табл. 1.

При расчете третьей схемы с воздействием аварийных нагрузок полученная картина разрушений приблизительно соответствовала реальному характеру повреждения конструкций покрытия. Это подтверждает корректность работы предложенного алгоритма расчета.

Анализируя полученные данные, можно отметить, что покрытие изначально обладало достаточным запасом надежности и за счет этого не было склонно к развитию прогрессирующего обрушения. Особенно наглядно это представлено на графике выхода элементов из работы (рис. 4).

Таблица 1

Характеристики безопасности рассматриваемых расчетных схем

Table 1

Safety characteristics of the considered calculation schemes

Расчетная схема	$\beta_{\max}$	$\beta_{\min}$
Первая	7,091	2,424
Вторая	10,6	5,9

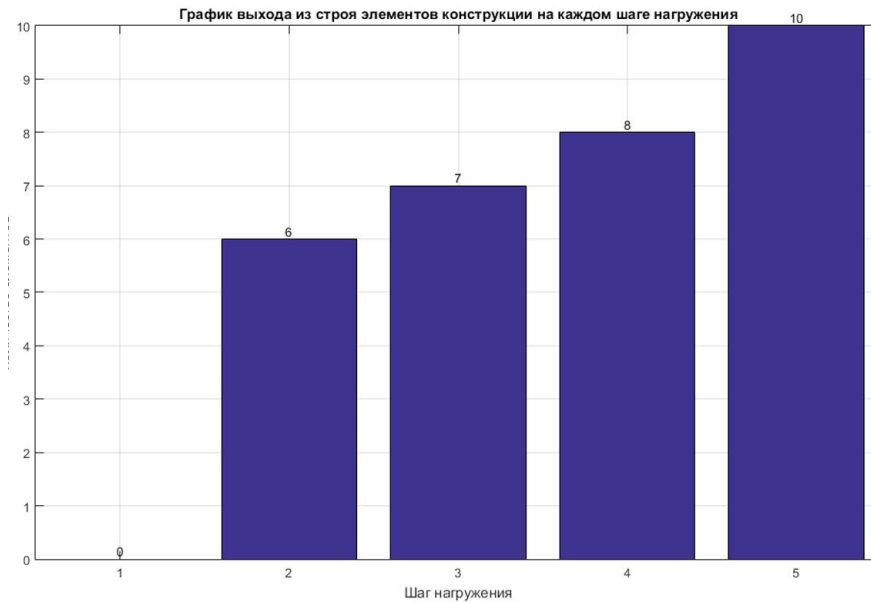


Рис. 4. График выхода из работы элементов покрытия первой расчетной схемы
Fig. 4. Failure schedule for the roof elements used in the first calculation scheme

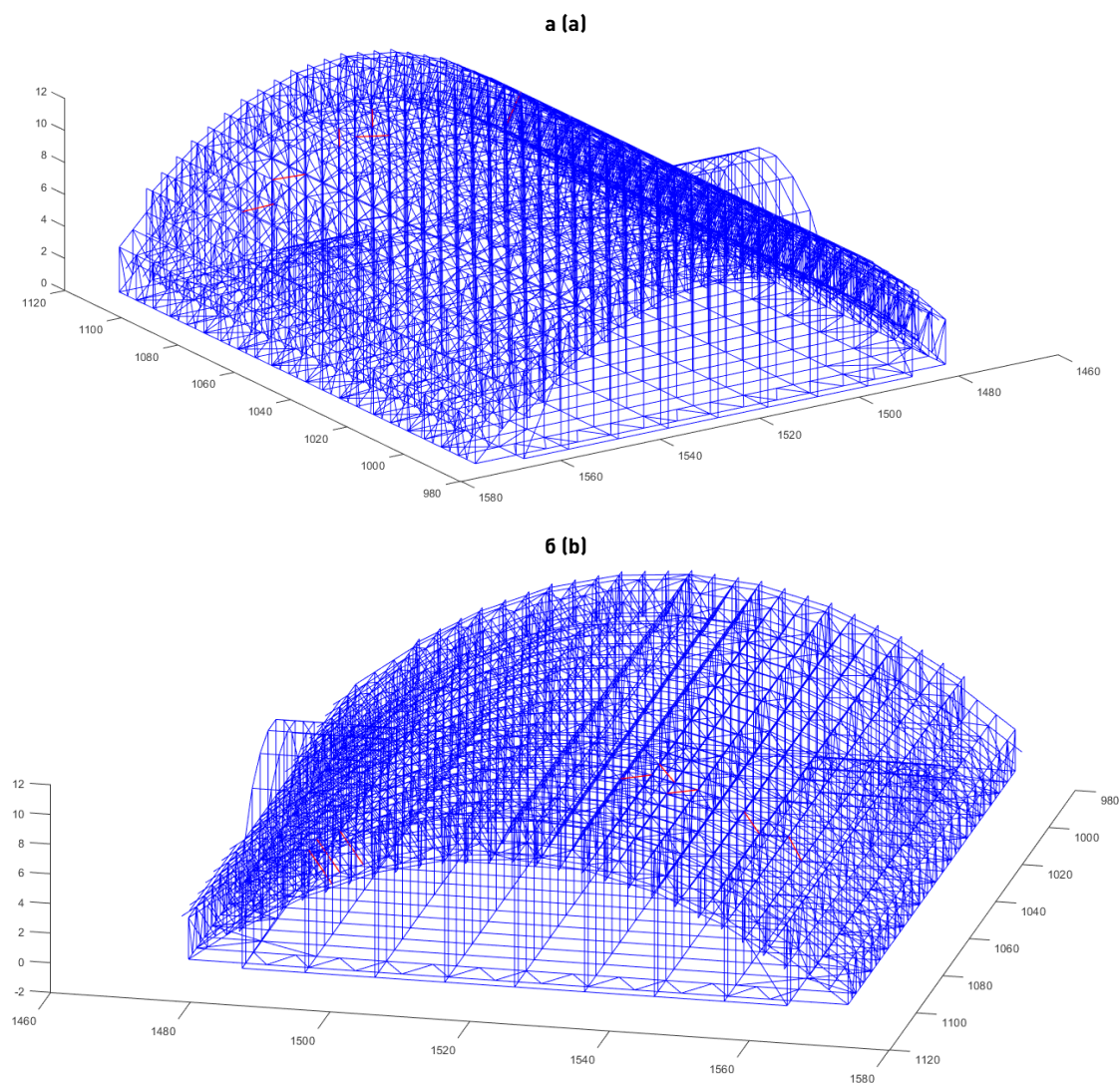


Рис. 5. Элементы, вылетевшие из работы: *a* – второй шаг пригрузки; *б* – пятый шаг пригрузки
Fig. 5. Failed elements: *a* – second step of loading; *b* – fifth step of loading

Начиная со второго шага пригрузки, из работы вылетают небольшие группы стержней (рис. 5*a*), но внутренние усилия перераспределяются, а прогрессирующее обрушение не развивается (рис. 5*б*).

Выводы

1. Предложен алгоритм оценки уникальных конструкций или конструкций повышенной ответственности к лавинообразному обрушению. Алгоритм позволяет в рамках рассматриваемого нагружения обоснованно определять элементы, разрушение которых неминуемо приведет к лавинообразному разрушению всей конструкции.

2. Предложен алгоритм вычисления верхней $\beta_{\max}$ и нижней $\beta_{\min}$ границ надежности уникальных стержневых конструкций или конструкций повышенной ответственности.

3. Предложена величина резерва живучести $\Delta\beta$, численно характеризующая склонность конструкции к прогрессирующему обрушению.

4. Предложенные алгоритмы определения склонности системы к прогрессирующему обрушению и вычисления численных характеристик надежности конструкции апробированы при разработке проекта усиления уникальных конструкциях покрытия СК «Ильичевец» в г. Мариуполе. В ходе разработки и реализации проекта усиления наблюдалось практически полное соответствие полученных теоретических результатов с натурным обследованием, что свидетельствует о корректности предложенных алгоритмов и разработанного расчетного программного комплекса.

Список литературы

1. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. Москва: Стандартинформ; 2015.
2. ГОСТ Р ИСО 2394-2016. Конструкции строительные. Основные принципы надежности. Москва: Стандартинформ; 2016.
3. EN 1990:2002+A1. Eurocode – Basis of structural design [internet]. Brussels : Management Centre; 2002. Available at: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1990.2002.pdf>.
4. СП 385.1325800.2018. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения. Москва: Стандартинформ; 2018.
5. СП 296.1325800.2017. Здания и сооружения. Особые воздействия (с Изменением № 1) [интернет]. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/555600219> (дата обращения: 09.03.2025).
6. *Zhi X., Li W., Fan F., [et al.]*. Influence of initial geometric imperfection on static stability of single-layer reticulated shell structure. *Spatial Structures*. 2021;27:7. (In Chinese). <https://doi.org/10.13849/j.issn.1006-6578.2021.01.009>.
7. *Li H., Wang C., Han J.* Research on Effect of Random Initial Imperfections on Bearing Capacity of Single-Layer Spherical Reticulated Shell. *Industrial Construction*. 2018;48:23–27. (In Chinese).
8. *Liu H., Zhang W., Yuan H.* Structural stability analysis of single-layer reticulated shells with stochastic imperfections. *Engineering Structures*. 2016;124:473–479. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.06.046>.
9. *Xin T., Zhao J., Cui C., Duan Y.* A non probabilistic time_variant method for structural reliability analysis. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers. Part O: Journal of Risk and Reliability*. 2020;234(5):664–675. <https://doi.org/10.1177/1748006X20928196>.
10. *Yang M., Zhang D., Han X.* New efficient and robust method for structural reliability analysis and its application in reliability_based design optimization. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 2020;366:113018. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2020.113018>.
11. *Fu X., Li H.-N., Li G., Dong Z.-Q., Zhao M.* Failure Analysis of a Transmission Line Considering the Joint Probability Distribution of Wind Speed and Rain Intensity. *Engineering Structures*. 2021;233:111913. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.111913>.
12. *Fu X., Wang J., Li H.-N., Li J.-X., Yang L.-D.* Full-scale Test and its Numerical Simulation of a Transmission tower under Extreme Wind Loads. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. 2019;190:119–133. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2019.04.011>.
13. Постановление Правительства РФ № 914 от 20 мая 2022 года «О внесении изменений в постановление Правительства Российской Федерации от 28 мая 2021 г. № 815 [интернет]. Режим доступа: <http://government.ru/docs/all/141098/>.
14. Постановление Правительства РФ от 28 мая 2021 г. № 815 "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» [интернет]. Режим доступа: <http://government.ru/docs/all/134485/>.

15. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* [с Изменениями № 1–4] [интернет]. Режим доступа: <https://normativ.kontur.ru/document?moduleId=9&documentId=470938>.

16. СП 28.13330.2017. Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03-11-85 [с Изменениями № 1–3] [интернет]. Режим доступа: <https://normativ.kontur.ru/document?moduleId=9&documentId=479525>.

17. СП 131.13330.2020. Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99* [с Изменением № 1] [интернет]. Режим доступа: <https://protect.gost.ru/document.aspx?control=7&baseC=101&RegNum=54&DocOnPageCount=15&page=5&id=239682>.

18. СП 59.13330.2020. Доступность зданий и сооружений для маломобильных групп населения. Актуализированная редакция СНиП 35-01-2001 [с изменением № 1] [интернет]. Режим доступа: <https://normativ.kontur.ru/document?moduleId=9&documentId=491916>.

19. Крупенина Д.С. Надежность строительных конструкций на этапе проектирования. Молодой ученый. 2020; (14):93–94.

20. Бармотин А.А., Дмитренко Е.А., Волков А.С., Машталер С.Н., Недорезов А.В., Казак К.А., Севостьянов Н.А. Информационное моделирование при выполнении обследования зданий. Современное промышленное и гражданское строительство. 2024;20(2):93–109.

21. Долганов А.В. Оптимизация железобетонных сооружений и конструкций по критерию надежности [диссертация]. Москва; 2000.

22. Rui X., Ji K., Li L., McClure G. Dynamic Response of Overhead Transmission Lines with Eccentric Ice Deposits Following Shock Loads. IEEE Transactions on Power Delivery. 2017;32(3):1287–1294. <https://doi.org/10.1109/TPWRD.2015.2501029>.

23. Сенькин Н.А., Филимонов А.С. Взаимодействие конструктивных элементов в линейной цепи воздушной линии электропередачи. Жилищное строительство. 2024;(1-2):101–108. <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2024-1-2-101-108>.

24. Ведяков И.И., Еремеев П.Г., Одесский П.Д., Попов Н.А., Соловьев Д.В. Расчет строительных конструкций на прогрессирующее обрушение: нормативные требования. Промышленное и гражданское строительство. 2019;(4):16–24. <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2019.04.16-24>.

25. Adam J.M., Parisi F., Sagaseta J., Lu X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. Engineering Structures. 2018;173:122–149. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2018.06.082>.

26. Zheng L., Wang W., Li H. Progressive collapse resistance of composite frame with concrete-filled steel tubular column under a penultimate column removal scenario. Journal of Constructional Steel Research. 2022;189:107085. <https://doi.org/10.1016/J.JCSR.2021.107085>.

27. Перельмутер А.В., Криксунов Э.З., Мосина Н.В. Реализация расчета монолитных жилых зданий на прогрессирующее (лавинообразное) обрушение в среде вычислительного комплекса «SCAD Office». Инженерно-строительный журнал. 2009;(2):13–18.

28. Мушанов В.Ф., Оржеховский А.Н., Цеппаев М.Н., Мушанов А.В. Комплексный подход к оценке надежности пространственных металлических конструкций. Строительство: наука и образование. 2024;14(1):6–23. <https://doi.org/10.22227/2305-5502.2024.1.1>.

29. Мушанов В.Ф., Оржеховский А.Н., Кащенко М.П., Зубенко А.В. Надежность пространственных стержневых конструкций усеченных большепролетных куполов. Металлические конструкции. 2023;29(1):47–61.

30. Мушанов В.Ф., Оржеховский А.Н., Мушанов А.В., Цеппаев М.Н. Надежность пространственных стержневых металлических конструкций высокого уровня ответственности. Вестник МГСУ. 2024;19(5):763–777. <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2024.5.763-777>.

31. Миронов А.Н., Смирнова Н.С., Оленич Е.Н., Мушанов А.В. Натурное освидетельствование арочных металлических конструкций покрытия спорткомплекса «Ильичевец», г. Мариуполь. Металлические конструкции. 2023;29(3):153–166.

References

1. State Standard 27751-2014. Reliability for constructions and foundations. General principles. Moscow: Standartinform Publ.; 2015. (In Russian).
2. State Standard R ISO 2394-2016. Building constructions. General principles on reliability. Moscow: Standartinform Publ.; 2016. (In Russian).
3. EN 1990:2002+A1. Eurocode – Basis of structural design [internet]. Brussels : Management Centre; 2002. Available at: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1990.2002.pdf>.
4. SP 385.1325800.2018. Protection of buildings and structures against progressive collapse. Design code. Basic statements. Moscow: Standartinform Publ.; 2018. (In Russian).
5. SP 296.1325800.2017. Buildings and structures. Accidental actions (with Amendment No. 1) [internet]. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/555600219> (accessed 09 March 2025). (In Russian).
6. Zhi X., Li W., Fan F., [et al.]. Influence of initial geometric imperfection on static stability of single-layer reticulated shell structure. *Spatial Structures*. 2021;27:7. (In Chinese). <https://doi.org/10.13849/j.issn.1006-6578.2021.01.009>.
7. Li H., Wang C., Han J. Research on Effect of Random Initial Imperfections on Bearing Capacity of Single-Layer Spherical Reticulated Shell. *Industrial Construction*. 2018;48:23–27. (In Chinese).
8. Liu H., Zhang W., Yuan H. Structural stability analysis of single-layer reticulated shells with stochastic imperfections. *Engineering Structures*. 2016;124:473–479. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.06.046>.
9. Xin T., Zhao J., Cui C., Duan Y. A non probabilistic time variant method for structural reliability analysis. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers. Part O: Journal of Risk and Reliability*. 2020;234(5):664–675. <https://doi.org/10.1177/1748006X20928196>.
10. Yang M., Zhang D., Han X. New efficient and robust method for structural reliability analysis and its application in reliability based design optimization. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 2020;366:113018. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2020.113018>.
11. Fu X., Li H.-N., Li G., Dong Z.-Q., Zhao M. Failure Analysis of a Transmission Line Considering the Joint Probability Distribution of Wind Speed and Rain Intensity. *Engineering Structures*. 2021;233:111913. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.111913>.
12. Fu X., Wang J., Li H.-N., Li J.-X., Yang L.-D. Full-scale Test and its Numerical Simulation of a Transmission tower under Extreme Wind Loads. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. 2019;190:119–133. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2019.04.011>.
13. RF Government Resolution No. 914 from May 20, 2022 "On Amendments to the Decree of the Government of the Russian Federation of May 28, 2021 No. 815 [internet]. Available at: <http://government.ru/docs/all/141098/>. (In Russian).
14. RF Government Resolution of May 28, 2021 No. 815 "On approval of the list of national standards and codes of practice (parts of such standards and codes of practice), the application of which makes it mandatory to ensure compliance with the requirements of the Federal Law "Technical Regulations on the Safety of Buildings and Structures", and on recognizing as invalid RF Government Resolution No. 985 of July 4, 2020" [internet]. Available at: <http://government.ru/docs/all/134485/>. (In Russian).
15. SP 20.13330.2016. Loads and actions. Updated version of SNiP 2.01.07-85* (with Amendments No. 1–4) [internet]. Available at: <https://normativ.kontur.ru/document?moduleId=9&documentId=470938>. (In Russian).
16. SP 28.13330.2017. Protection against corrosion of construction. Updated version of SNiP 2.03.11-85 (with Amendments No. 1–3) [internet]. Available at: <https://normativ.kontur.ru/document?moduleId=9&documentId=479525>. (In Russian).
17. SP 131.13330.2020. Building climatology. Updated version of SNiP 23-01-99* (with Amendment No. 1) [internet]. Available at: <https://protect.gost.ru/document.aspx?control=7&baseC=101&RegNum=54&DocOn-PageCount=15&page=5&id=239682>. (In Russian).
18. SP 59.13330.2020. Accessibility of buildings and structures for persons with reduced mobility. Updated version of SNiP 35-01-2001 (with Amendment No. 1) [internet]. Available at: <https://normativ.kontur.ru/document?moduleId=9&documentId=491916>. (In Russian).
19. Krupenina D.S. Reliability of building structures at the design stage. *Young scientist*. 2020;(14):93–94. (In Russian).

20. Barmotin A.A., Dmitrenko E.A., Volkov A.S., Mashtaler S.N., Nedorezov A.V., Kazak K.A., Sevost'yanov N.A. Information modeling in the performance of building inspection. Modern Industrial and Civil Construction. 2024;20(2):93–109. [In Russian].
21. Dolganov A.V. Optimization of reinforced concrete structures and constructions by the reliability criterion [dissertation]. Moscow; 2000. [In Russian].
22. Rui X., Ji K., Li L., McClure G. Dynamic Response of Overhead Transmission Lines with Eccentric Ice Deposits Following Shock Loads. IEEE Transactions on Power Delivery. 2017;32(3):1287–1294. <https://doi.org/10.1109/TPWRD.2015.2501029>.
23. Senkin N.A., Filimonov A.S. Interaction of Structural Elements in the Overhead Transmission Power Line. Zhilishchnoe Stroitel'stvo. 2024;[1-2]:101–108. [In Russian]. <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2024-1-2-101-108>.
24. Vedyakov I.I., Ereemeev P.G., Odesskiy P.D., Popov N.A., Soloviev D.V. Regulatory Requirements For The Design Of Building Structures For Progressive Collapse. Industrial and civil engineering. 2019;[4]:16–24. [In Russian]. <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2019.04.16-24>.
25. Adam J.M., Parisi F., Sagaseta J., Lu X. Research and practice on progressive collapse and robust ness of building structures in the 21st century. Engineering Structures. 2018;173:122–149. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2018.06.082>.
26. Zheng L., Wang W., Li H. Progressive collapse resistance of composite frame with concrete-filled steel tubular column under a penultimate column removal scenario. Journal of Constructional Steel Research. 2022;189:107085. <https://doi.org/10.1016/J.JCSR.2021.107085>.
27. Perelmuter A.V., Kriksunov E.Z., Mosina N.V. Implementation of calculation of monolithic residential buildings for progressive (avalanche) collapse in the environment of the computing complex "SCAD Office". Journal of Civil Engineering. 2009;[2]:13–18. [In Russian].
28. Muschanov V.F., Orzhekhovskiy A.N., Tseplyaev M.N., Muschanov A.V. An integrated approach to reliability assessment of spatial metal structures. Construction: Science and Education. 2024;14(1):6–23. [In Russian]. <https://doi.org/10.22227/2305-5502.2024.1.1>.
29. Muschanov V.F., Orzhekhovskiy A.N., Kashchenko M.P., Zubenko A.V. Reliability of spatial rod structures of truncated large-span domes. Metal Constructions. 2023;29(1):47–61. [In Russian].
30. Mushchanov V.F., Orzhekhovskiy A.N., Mushchanov A.V., Tseplyaev M.N. Reliability of spatial rod metal structures of high level of responsibility. Vestnik MGSU. 2024;19(5):763–777. [In Russian]. <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2024.5.763-777>.
31. Mironov A.N., Smirnova N.S., Olenich E.N., Mushchanov A.V. Full-Scale Inspection of Arched Metal Structures Covering the Ilyichevets Sports Complex, Mariupol. Metal Constructions. 2023;29(3):153–166. [In Russian].

Информация об авторах / Information about the author

Владимир Филиппович Муцанов, д-р техн. наук, профессор, профессор кафедры теоретической и прикладной механики, проректор по научной работе, ДонНАСА, Макеевка

e-mail: mvf@donnasa.ru

Vladimir F. Mushchanov, Dr. Sci. (Engineering), Professor, Professor of the Department of Theoretical and Applied Mechanics, Vice-Rector for Research, Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture, Makeevka

e-mail: mvf@donnasa.ru

Анатолий Николаевич Оржеховский, канд. техн. наук, доцент, заведующий кафедрой теоретической и прикладной механики, ДонНАСА, Макеевка

e-mail: aorzhehovskiy@bk.ru

Anatoly N. Orzhekhovskiy, Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, Head of the Department of Theoretical and Applied Mechanics, Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture, Makeevka

e-mail: aorzhehovskiy@bk.ru

Игорь Михайлович Гаранжа✉, канд. техн. наук, доцент, доцент кафедры металлических и деревянных конструкций, НИУ МГСУ, Москва

e-mail: garigo@mail.ru

Igor M. Garanzha✉, Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, Associate Professor of the Department of Metal and Timber Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow

e-mail: garigo@mail.ru

Антон Владимирович Танасогло, канд. техн. наук, доцент, доцент кафедры металлических и деревянных конструкций, НИУ МГСУ, Москва

e-mail: a.v.tan@mail.ru

Anton V. Tanasoglo, Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, Associate Professor of the Department of Metal and Timber Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow

e-mail: a.v.tan@mail.ru

Софья Геннадьевна Мистюкова, студент кафедры металлических и деревянных конструкций, НИУ МГСУ, Москва

e-mail: 20042008mis@gmail.com

Sofya G. Mistyukova, Student, Department of Metal and Timber Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow

e-mail: 20042008mis@gmail.com

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-90-100](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-90-100)
УДК 624.011.1

EDN: JZDOLR

ОПЫТ ЭКСПЛУАТАЦИИ СБОРНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ АРОК С ЖЕСТКИМИ СТЫКАМИ ТЕННИСНОГО ЦЕНТРА

С.Б. ТУРКОВСКИЙ¹, д-р тех. наук

Н.Ч. АНДРЫЩАК^{2,✉}

В.О. СТОЯНОВ, канд. тех. наук

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

² ФГАОУ ВО «Российский университет транспорта» (ПУТ (МИИТ)), ул. Образцова, д. 9, стр. 9, Москва, 109012,
Российская Федерация

Аннотация

Введение. Согласно федеральному закону № 384 и др. здания с большепролетными несущими конструкциями подлежат обследованию через 5–10 лет. Это особенно актуально для деревянных конструкций. В процессе монтажа влажность древесины повышается относительно заводской готовности. В первый год эксплуатации, в отопительный период, влажность воздуха в помещении может снижаться ниже допустимой 40%-ной, вызывая интенсивную усушку древесины, которая из-за неравномерности распределения по сечению провоцирует возникновение трещин в конструкциях. Рассматриваемый теннисный центр впервые перекрыт сборными двухшарнирными арками пролетом 39 м с жесткими стыками системы ЦНИИСК. Плановые обследования несущих конструкций проведены сотрудниками ЦНИИСК в 2025 г.

Цель комплексного обследования заключалась в определении состояния и работоспособности конструкций после 5 лет эксплуатации.

Материалы и методы. Методика состояла в сплошном обследовании опорных зон и жестких стыков арок с фиксацией дефектов. Обследования также включали обмеры, контроль режима эксплуатации, влажности древесины, состояние огнезащиты и др.

Результаты и выводы. В арках обнаружены трещины глубиной до 100 мм от усушки древесины. Влажность внутреннего воздуха составляла 20 %, что ниже требуемых 40 %. Влажность древесины – 10 %; разность влажности по глубине – около 2 %, что свидетельствует о замораживании процесса усушки. В некоторых жестких стыках имеются трещины в зоне анкеровки. В одном стыке обнаружены сквозные трещины усушечного происхождения. Необходим инструментальный мониторинг и экспериментальное подтверждение прочности соединений в стыке. В местах протечек кровли разрушен слой огнезащиты. Рекомендовано изменить очертание крыши и материал кровли в зонах с протечками. С учетом монтажа системы автоматического увлажнения воздуха, устранения протечек кровли и конструктивного усиления стыка арок их состояние является работоспособным.

Ключевые слова: клееные деревянные конструкции, режим эксплуатации, влажность древесины, напряжения усушки, трещины клееного бруса, двухшарнирные арки, относительная влажность воздуха, требования к влажности внутреннего воздуха, гидроизоляция деревянных конструкций

Для цитирования: Турковский С.Б., Андрыщак Н.Ч., Стоянов В.О. Опыт эксплуатации сборных деревянных арок с жесткими стыками теннисного центра. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2025;46(3):90–100. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-90-100](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-90-100)

Вклад авторов

Все авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 04.06.2025

Поступила после рецензирования 21.07.2025

Принята к публикации 24.07.2025

OPERATING EXPERIENCE WITH PREFABRICATED WOODEN ARCHES WITH RIGID JOINTS AT A TENNIS CENTER

S.B. TURKOVSKIY¹, Dr. Sci. (Engineering)

N.Ch. ANDRYSHCHAK^{2,✉}

V.O. STOYANOV, Cand. Sci. (Engineering)

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

² Russian University of Transport (MIIT), Obraztsova str., 9, bld. 9, Moscow, 109012, Russian Federation

Abstract

Introduction. According to Federal Law No. 384 and others, buildings with large-span load-bearing structures are required to be inspected every 5–10 years, which is particularly critical for wooden structures. During installation, the moisture content of the wood increases compared to its manufacturing readiness. In the first year of wooden structure operation, during the heating season, the air humidity in the room may decrease below the permissible 40 %, causing intense shrinkage of the wood, which, in turn, provokes the appearance of cracks in structures due to uneven distribution across the cross-section. In this paper, a tennis center is considered that was first covered with prefabricated double-hinged arches with a span of 39 m and rigid joints of the TSNIISK system. Scheduled inspections of load-bearing structures were carried out by employees of the Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko in 2025.

Aim. To perform a comprehensive inspection for assessing the condition and serviceability of structures after five years of operation.

Materials and methods. A comprehensive inspection of the support areas and rigid joints of the arches was carried out, with defects being recorded. The inspection also included measurements, checks on operating conditions, wood moisture content, the condition of fire protection, etc.

Results and conclusions. Cracks up to 100 mm deep are observed in the arches due to wood shrinkage. The indoor air humidity is 20 %, which is below the required 40 %. Wood moisture content is 10 % with a moisture difference of approximately 2 % across the depth, indicating that shrinkage process has been halted. Some rigid joints have cracks in the anchoring zone. Through cracks caused by shrinkage are detected in a single joint. Thus, instrumental monitoring and testing to confirm the strength of the joints are required. As the fire protection layer has been damaged in the leaking areas of the roof, the outline of the roof and the roofing material in the leaking areas should be changed. Provided that an automatic air humidification system is installed, the roof leaks are repaired, and the joints between the arches are structurally reinforced, the arches can operate effectively.

Keywords: glued laminated timber structures, operating conditions, wood moisture content, shrinkage stresses, cracks in glued laminated timber beam, double-hinged arches, relative air humidity, indoor air humidity requirements, waterproofing of wooden structures

For citation: Turkovskiy S.B., Andryshchak N.Ch., Stoyanov V.O. Operating experience with prefabricated wooden arches with rigid joints at a tennis center. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2025;46(3):90–100. [In Russian]. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-90-100](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-90-100)

Authors contribution statement

All the authors have made an equal contribution to the preparation of the publication.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 04.06.2025

Revised 21.07.2025

Accepted 24.07.2025

В 2025 г. завершены комплексные обследования и устранены дефекты конструкций теннисного центра на 10 кортов в Сокольниках, по адресу: г. Москва, Майский просек, д. 7. Работа проводилась сотрудниками лаборатории несущих деревянных конструкций ЦНИИСК.

Цель обследования состояла в определении состояния несущих конструкций каркаса после 5 лет эксплуатации, в выявлении и устранении дефектов.

Двухпролетное в плане сооружение размером $39,07 \times 180$ м на 10 кортов и примыкающий к нему двухэтажный административно-бытовой корпус (АБК) $9,4 \times 115$ м перекрыты арочными конструкциями эллипсообразного очертания. Корты расположены в поперечном направлении. На первом этаже АБК расположены тренажерные залы, санузлы, вестибюль и раздевалки, на втором этаже – тренерские, кафе, медицинские и другие вспомогательные помещения.

Покрытие над кортами устроено из многокамерных панелей поликарбоната толщиной 40 мм, покрытие над АБК – совмещенное в уровне с прогонами и кровлей из поликарбоната толщиной 25 мм.

Проект деревянных конструкций, расчеты и детализовочные чертежи выполнены ООО «ЦНИПС ЛДК» (А. А. Погорельцевым, И. А. Кондрашевым, В. О. Стояновым) в 2019 г. Клееные деревянные конструкции каркаса теннисного центра изготовлены и смонтированы предприятием ДСК «Стройконструкция» в г. Королеве. Объект сдан в эксплуатацию в 2020 г.

Конструктивная схема здания

Основными несущими конструкциями являются арки, установленные с шагом 5 м. Корты перекрыты двухшарнирными арками пролетом 39,07 м, состоящими по длине из трех клееных блоков сечением 2 (140 × 1170), соединенных между собой жесткими стыками системы ЦНИИСК [1]. Распор арок воспринимается стержневыми затяжками в толще пола. Такие конструкции в практике строительства применены впервые, поэтому обобщение

опыта эксплуатации двухшарнирных большепролетных сборных арок представляет особый интерес. Арки покрытия АБК – сборные трехшарнирные с передачей распора на фундаменты, на отметке +0,3, и арки кортов, на отметке +3,2. Эти арки малого радиуса, несимметричного очертания склеены из ламелей толщиной 16 мм. Внешние полуарки сечением 140×630 мм, внутренние – 2 (140×630 мм). На внутренние полуарки и на арки кортов опираются балки, вогнутые по форме крыши, сечением 2 (140×630 мм). Балки перекрывают пространство между арками кортов и АБК. Арки АБК разделены перекрытием на 2 этажа.

По торцам кортов устроены фахверки в виде клееных стоек сечением 180×630 мм с шагом 4 м и ригелей через 3 м по высоте, объединенные сверху сборной гнутоклееной конструкцией по форме и сечению аналогичной основным аркам. К стойкам фахверков с наружной стороны присоединен металлический каркас и сплошное остекление из стеклопакетов.

На черепные бруски арок кортов в одном уровне с шагом около 1,5 м опираются разрезные прогоны сечением 140×420 мм, по которым уложено покрытие из прозрачных панелей многокамерного поликарбоната толщиной 40 мм. К прогонам панели закреплены внизу саморезами и по длине специальными кляммерами. Над помещениями АБК устроено совмещенное многослойное покрытие между прогонами, которые с шагом 650 мм опираются этажно на арки. Кровля над покрытием выполнена из панелей поликарбоната толщиной 25 мм и длиной до 25 м, закрепленного к нижним прогонам саморезами, по пролету – кляммерами, позволяющими температурные деформации до 15 см.

Пространственная жесткость каркаса всего сооружения обеспечивается связевыми блоками через 30 м. Связи выполнены крестовыми из стальных гладких стержней $\varnothing 20$ мм и деревянных распорок между парами арок.

Общий вид теннисного корта представлен на рис. 1.

Особенности конструкций каркаса

Интерес представляют сборные большепролетные двухшарнирные арки каркаса. Двухшарнирная схема арок обеспечивает более равномерное распределение усилий и более рациональное распределение материала по пролету в сравнении с трехшарнирной

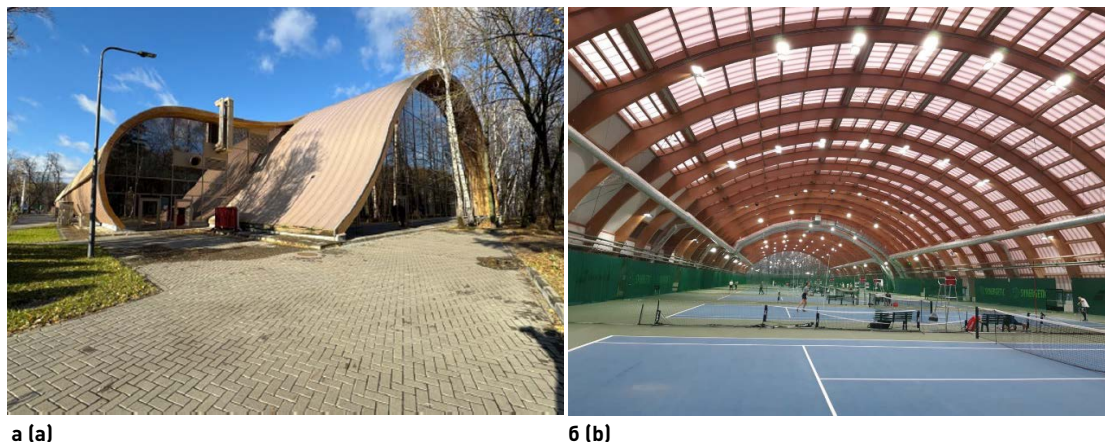


Рис. 1. Общий вид теннисного центра «Спартак»: а – снаружи; б – в интерьере
Fig. 1. General view of the Spartak Tennis Center: a – exterior; b – interior

схемой. При больших пролетах особое значение имеет сборность конструкции по длине, состоящей из элементов, удобных в изготовлении и транспортировке. Последнее имеет особенную актуальность для России, поскольку основные предприятия по производству клееных конструкций находятся в европейской части. Проблема сборных большепролетных конструкций была решена благодаря разработке и исследованиям в ЦНИИСК конструкции жестких стыков на наклонно вклеенных стержнях (система ЦНИИСК) [2]. Жесткие стыки системы ЦНИИСК обеспечивают равнопрочные соединения с основным сечением. Они не имеют видимых на поверхности металлических деталей, что важно как по эстетическим соображениям, так и с точки зрения повышения огнестойкости. Скрытые в толще клееного пакета вклеенные стержни являются армирующими зону соединения, повышают сдвиговую прочность стыкуемых элементов. В сравнении с традиционными соединениями на нагелях и болтах, прочность соединений на наклонно вклеенных в древесину стержнях на порядок выше. Это позволило не только улучшить дизайн стыка, но и снизить расход стали. Такие стыки применены в сборных арках теннисного центра. Двухшарнирные арки по длине состоят из трех клееных блоков длиной около 17,5 м. Блоки по торцам снабжены закладными деталями, которые присоединены к древесине на стержнях Ø 20 класса А400, вклеенных эпоксидным клеем ЭД-20 с добавлением маршалита. На монтаже закладные детали стыкуемых блоков сваривались с помощью накладок. Основные усилия в стыке воспринимаются закладными деталями и передаются через наклонные стержни на древесину. Перерезывающие силы в стыке воспринимаются V-образным анкером, вклеенным в торцы стыкуемых блоков. Зазор между торцами допускает рихтовку при сборке и заполняется полимерным раствором, который обладает высокой прочностью на сжатие и хорошей адгезией к древесине.

Поскольку в стыках арок изгибающий момент может изменять знак, то конструкция стыка принята симметричной относительно нейтральной оси сечения. Алгоритм расчета жестких стыков клееных деревянных конструкций приведен в статье А.А. Погорельцева [3]. Поперечный разрез каркаса теннисного центра и конструкция жесткого стыка арки показаны на рис. 2.

Система вклеенных стержней ЦНИИСК используется для всех основных конструктивных решений узлов каркаса теннисного центра. В частности, по данной системе устроен узел опирания вогнутой балки между корпусами, на арку АБК (рис. 2б). В узле закладная деталь балки на вклеенных стержнях при сборке сваривалась с закладной деталью на арке. Возможность сварки закладных деталей в деревянных конструкциях была доказана в ЦНИИСК экспериментально и опытом применения на многих объектах в России [1].

Особенность конструкций центра состоит в использовании наклонного и поперечного армирования вклеенными стержнями несущих конструкций для предупреждения возможного образования и компенсации трещин при эксплуатации. Такое армирование применено в опорных узлах арок, стоек фахверков, в опорах с подрезками прогонов и др.

К особенностям и недостаткам объекта следует отнести малоуклонную форму крыши над АБК и выбор материала кровли из панелей поликарбоната толщиной 25 мм, на которой образование снеговых мешков приводит к тотальным протечкам, увлажнению утеплителя в покрытии и деревянных прогонов, а также разрушению огнезащиты на них. Это обстоятельство явилось одной из причин проведения комплексных обследований несущих конструкций.

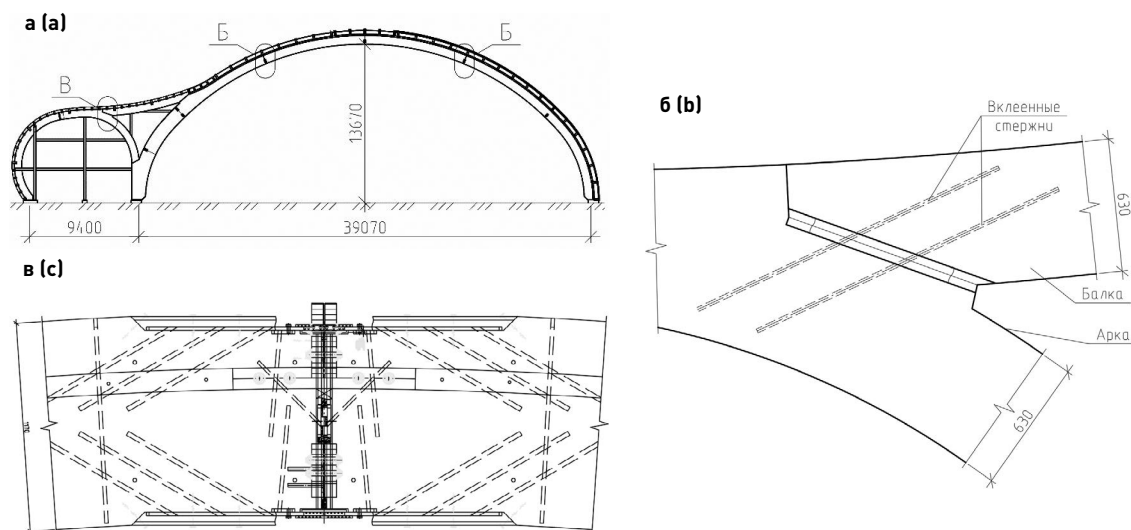


Рис. 2. Схемы: а – каркаса здания центра; б – узла опирания на арку; в – жесткого стыка
Fig. 2. Schemes for the following: a – the frame of the Center building; b – the arch support node; c – the rigid joint

Арочное покрытие в коньке теннисных кортов устроено также безуклонным, что приводит к застою осадков и протечкам. Здесь ситуация усложняется из-за температурных деформаций в стыках панелей покрытия. Деформации верхних панелей на длине 6 м могут достигать 23 мм зимой и 20 мм летом. Деформации нижних панелей на скатах длиной около 25 м могут достигать около 15 см, что усложняет эксплуатацию покрытия в стыках.

С целью устранения дефектов крыши кортов вдоль конька над панелями поликарбоната разработана скатная надстройка с обшивкой из фанеры и кровлей мембраны. Деформации поликарбоната в коньке снижаются за счет его утепления от перегрева солнцем.

На крыше АБК разработана каркасная надстройка для плоской скатной крыши с уклоном 13° в зоне снегового мешка с устройством кровли из мембраны, инертной к панелям поликарбоната, который укладывается поверх мембраны с целью сохранения общего вида кровли.

Элементы методики и результаты натурных обследований

Методика обследований разработана на основании положений ГОСТ 31937-2011 [4] с учетом особенностей объекта и конструкций и включает следующее: сплошное освидетельствование опорных зон и узлов всех арок и стоек фахверков каркаса с оформлением дефектных ведомостей; сплошной осмотр всех жестких стыков с помощью квадрокоптера и непосредственный для стыков с дефектами; выборочный осмотр прогонов и распорок; круглосуточную недельную запись параметров режима эксплуатации с помощью электронных логгеров; лабораторное определение эффективности огнезащиты по ГОСТ Р 53292-2009 [5] на образцах из конструкций; послойное измерение влажности древесины; проведение поверочных расчетов конструкции с учетом дефектов и др.

В результате обследования приопорных зон и узлов из 35 арок только в 25 отсутствовали дефекты, в остальных отмечены несквозные трещины от усушки древесины на боковых гранях от 1 до 5 шт., глубиной до 100 мм вдоль клеевых швов, длиной от 0,3 до 3 м. Все трещины ограничены по концам маяками для возможности при последующих обследованиях установить их состояние развития или стабилизации.

Распределение влажности древесины арок по глубине составляет около 7,5 до 10%, что свидетельствует об отсутствии развития процесса усушки. Характерные дефекты конструкций приведены на рис. 3. Все дефекты находятся в зоне, армированной наклонно вклеенными стержнями, и опасности не представляют.

В жестких стыках арок из 72 шт. в 11 обнаружено по одной-две несквозные трещины от усушки древесины длиной от 0,2 до 2 м в третях высоты сечения, то есть в зоне наклонно вклеенных арматурных стержней, которые не представляют опасности. Зазоров по линии стыков не отмечено. Поверочные расчеты, с учетом дефектов, подтверждают работоспособное состояние обследуемых арок с жесткими стыками. В арке, где в стыке отмечены в одной ветви сквозные трещины, потребуется инструментальный мониторинг при максимальной снеговой нагрузке или экспериментальное подтверждение резервов прочности путем испытания фрагмента стыка с аналогичными дефектами на изгиб до разрушения. Общий вид жесткого стыка с дефектами в арке по оси 33 приведен на рис. 4.

Замеры стрелы прогибов арок при отсутствии снеговой нагрузки не выявили остаточных деформаций и подтвердили упругую работу стыков арок в целом.

В трехшарнирных арках соседнего пролета АБК также обнаружены дефекты усушечного характера, но в меньшем количестве, чем в конструкциях кортов. На лучшем состоянии этих арок сказываются более благоприятные условия эксплуатации и тонкие ламели (16 мм), используемые при склеивании гнутых элементов большой кривизны, при радиусах изгиба около 4 м. Влажность древесины арок в наружных слоях составила в среднем 10%, на глубине



а (a)



б (b)

Рис. 3. Усушечные трещины в опорной зоне арки по оси 16 (a) и в стойке фахверка по оси 37 (b)

Fig. 3. Shrinkage cracks in the arch support area at axis 16 (a) and in the truss strut at axis 37 (b)



Рис. 4. Сквозные трещины усушки в стыке арки по оси 33
Fig. 4. Through shrinkage cracks in the arch joint along axis 33

40 мм – 12 %. Относительная влажность воздуха – 37 %. Разность послойной влажности древесины (около 2 %) находится на безопасном уровне и свидетельствует об остановке процесса усушки древесины. Однако малоуклонный участок крыши над АБК и ее криволинейная форма привели к образованию снеговых мешков и протечек кровли из панелей поликарбоната. Протечки увлажняют пирог покрытия и прогоны, разрушают огнезащитное покрытие и создают условия для биопоражения древесины. Устранять ситуацию предполагается путем изменения очертания крыши и путем замены кровли на кровлю из мембраны, более надежную при малых уклонах.

Состояние прогонов, распорок торцовых фахверков кортов определялось выборочно и не отличалось от состояния арок, в них также имели место усушечные несквозные трещины и расслоения. Поверочные расчеты подтверждают достаточную прочность этих конструкций с дефектами.

Двухнедельная круглосуточная запись режима эксплуатации несущих конструкций теннисного центра показала, что в среднем относительная влажность внутреннего воздуха не превышала 28 %, что не соответствует требованиям норм [5] (рис. 5).

Отклонения влажности воздуха внутри помещения от требуемого явились основной причиной образования дефектов клееной древесины в виде трещин от усушечных деформаций.

Для визуальной оценки состояния клееных конструкций в опорных зонах арок все дефекты зафиксированы маяками, по изменению параметров и количеству которых во времени можно судить о динамике и стабилизации ситуации.

Результаты исследований эффективности огнезащитного покрытия («Пирилакс К-45») по ГОСТ Р 53292-2009 [5] показали вспучивание состава на всех образцах без обугливания и горения древесины. Толщина защитного слоя в среднем составила около 45 мкм, толщина кокса при вспучивании составила 4 мм. Качество покрытия на арках в целом соответствует



Рис. 5. График колебаний влажности воздуха во времени
 Fig. 5. Fluctuations in air humidity over time

требованиям [4], за исключением локальных мест с протечками в кровле, где отмечено шелушение и изменение цвета защитного состава [5].

Поверочные расчеты клееных деревянных конструкций, с учетом несквозных усушечных трещин в сечениях, подтвердили достаточные запасы сдвиговой прочности. Наличие в арках с дефектами конструктивного армирования в торцевых зонах и по длине сборных элементов обеспечивает им безотказную эксплуатацию в дальнейшем.

Выводы и рекомендации

Опыт применения сборных большепролетных двухшарнирных деревянных арок с жесткими стыками системы ЦНИИСК в теннисном центре показывает целесообразность их применения в спортивных сооружениях при обеспечении требований [6] по влажности воздуха не ниже 40 %. Основной причиной образования дефектов клееных конструкций объекта является несоответствие режима эксплуатации требованиям [7], в частности это касается относительной влажности воздуха в отопительный период, особенно в первый год после сдачи объекта, когда явления усушки проявляются наиболее интенсивно.

Поверочные расчеты конструкций, с учетом несквозных усушечных трещин в сечениях, и наличие конструктивного армирования показали достаточный резерв прочности на сдвиг и подтвердили работоспособное состояние несущих арок [7].

Для поддержания клееных конструкций в работоспособном состоянии рекомендовано в объекте установить систему автоматического увлажнения внутреннего воздуха.

Обеспечение периодического мониторинга несущих конструкций с характерными дефектами при максимальной снеговой нагрузке позволит оценить их текущее состояние и принять своевременные меры по сохранности конструкций.

Для устранения дефектов кровли, связанных с формой покрытия и особенностями температурных деформаций панелей поликарбоната, разработан проект каркаса скатов крыши с большим уклоном и применение дополнительного слоя кровли из мембраны на малоуклонных участках крыши.

Список литературы

1. Касабян Л.В., Турковский С.Б., Пятикрестовский К.П., Щепеткина Е.Н., Дементьева О.Н., Саяпин В.В. Стыковое соединение клееных деревянных конструкций: Авторское свидетельство SU 857379 A1. Опубл. 23.08.1981.
2. Погорельцев А.А., Турковский С.Б. Аквапарки и бассейны с конструкциями из клееной древесины и узлами на клеенных стержнях системы ЦНИИСК. Москва: Издательство АСВ; 2024.
3. Погорельцев А.А. Расчет растянутых стыков КДК на клеенных стержнях. Строительная механика и расчет сооружений. 2013;(4):27–33.
4. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. Москва: Стандартинформ; 2014.
5. ГОСТ Р 53292-2009. Огнезащитные составы и вещества для древесины и материалов на ее основе. Общие требования. Методы испытаний. Москва: Стандартинформ; 2009.
6. Ломакин А.Д., Погорельцев А.А. Комплексная защита несущих клееных деревянных конструкций. Вестник НИЦ «Строительство». 2020;25(2):77–88. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2020-2\(25\)-77-88](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2020-2(25)-77-88).
7. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. Москва: Минстрой России; 2017.
8. СП 382.1325800.2017. Конструкции деревянные клееные на клеенных стержнях. Методы расчета. Москва: Стандартинформ; 2018.
9. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений: Федеральный закон от 30.12.2009 № 384-ФЗ [интернет]. Режим доступа: <https://normativ.kontur.ru/document?moduleId=1&documentId=475858>.
10. Закон г. Москвы № 35 от 11.07.2007 «О мониторинге особых объектов нежилого фонда г. Москвы» [интернет]. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/3674793>.
11. Турковский С.Б., Погорельцев А.А., Преображенская И.П. Клееные деревянные конструкции с узлами на клеенных стержнях в современном строительстве (система ЦНИИСК). Москва. Стройматериалы; 2013.

References

1. Kasabyan L.V., Turkovskij S.B., Pyatikrestovskij K.P., Shchepetkina E.N., Dementeva O.N., Sayapin V.V. Butt-joint of glued wood structures. Author's certificate No. SU 857379 A1. Publ. date 23.08.1981. [In Russian].
2. Pogoreltsev A.A., Turkovsky S.B. Water parks and swimming pools with structures made of glued timber and joints on glued rods of the TsNIISK system. Moscow: ASV Publ.; 2024. [In Russian].
3. Pogoreltsev A.A. Calculation of stretched joints of wooden structures on glued rods. Structural Mechanics and Analysis of Constructions. 2013;(4):27–33. [In Russian].
4. State Standard 31937-2011. Buildings and constructions. Rules of inspection and monitoring of the technical condition. Moscow: Standartinform Publ.; 2014. [In Russian].
5. State Standard R 53292-2009. Fire retardant compositions and substances for wood. General requirements. Test methods. Moscow: Standartinform Publ.; 2009. [In Russian].

6. *Lomakin A., Pogoreltsev A.* Complex protection of bearing glued timber structures. Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2020;25(2):77-88. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2020-2\(25\)-77-88](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2020-2(25)-77-88)
7. SP 64.13330.2017. Timber structures. Updated version of SNiP II-25-80. Moscow: The Ministry of Construction of Russia; 2017. (In Russian).
8. SP 382.1325800.2017. Glued laminated wooden structures on glued rods. Calculation methods. Moscow: Standartinform Publ.; 2018. (In Russian).
9. Federal Law No. 384-FZ of 30.12.2009 "Technical regulations on the safety of buildings and structures" [internet]. Available at: <https://normativ.kontur.ru/document?moduleId=1&documentId=475858>. (In Russian).
10. Law of the city of Moscow No. 35 of 11.07.2007 "On monitoring special objects of the non-residential fund of the city of Moscow" [internet]. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/3674793>. (In Russian).
11. *Turkovsky S.B., Pogoreltsev A.A., Preobrazhenskaya I.P.* Glued timber structures with nodes on glued rods in modern construction (TsNIISK systems). Moscow: Stroymaterialy Publ.; 2013. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Станислав Борисович Турковский, д-р тех. наук, заведующий сектором несущих деревянных конструкций лаборатории несущих деревянных конструкций, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: tsniiskldk@yandex.ru

Stanislav B. Turkovskiy, Dr. Sci. (Engineering), Head of the Sector of Load-Bearing Wooden Structures, Laboratory of Load-Bearing Wooden Structures, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: tsniiskldk@yandex.ru

Никита Чеславович Андрыщак[✉], студент направления подготовки «Строительство», Российский университет транспорта, Москва

e-mail: nandryshchak@gmail.com

Nikita Ch. Andryshchak[✉], Student, the Construction program, Russian University of Transport (MIIT), Moscow

e-mail: nandryshchak@gmail.com

Владимир Олегович Стоянов, канд. тех. наук

e-mail: stoianov-kdk@yandex.ru

Vladimir O. Stoyanov, Cand. Sci. (Engineering)

e-mail: stoianov-kdk@yandex.ru

[✉]Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-101-112](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-101-112)
УДК 693.554; 691.87; 699.8 (699.841)

EDN: LASUBL

НЕКОТОРЫЕ ПОДХОДЫ К ТЕХНОЛОГИИ СОЕДИНЕНИЯ АРМАТУРНЫХ СТЕРЖНЕЙ

Г.Г. ФАРДЗИНОВ¹
З.Р. ТУСКАЕВА², д-р техн. наук
А.Э. ДЗАПАРОВ^{2,✉}

¹ ОАО «СЕВОСПРОЕКТ», пер. Станиславского, д. 5, г. Владикавказ, 362040, Российская Федерация

² Северо-Кавказский горно-металлургический институт (государственный технологический университет), ул. Николаева, д. 44, г. Владикавказ, 362021, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Вопрос соединения арматурных стержней имеет важное значение, так как влияет на качество изготавливаемых конструкций. Авторами рассматривается способ сварного вида соединения арматурных стержней с применением муфт-втулок, предлагаемая в качестве одного из альтернативных вариантов для сварных и механических видов соединения арматурных стержней, разрешенных нормативными документами.

Цель. Рассмотрение альтернативного варианта соединения арматурных стержней, предлагаемого для применения в случаях с небольшими объемами работ и удаленным месторасположением объектов строительства (в случаях с затрудненной и экономически неоправданной доставкой оборудования для нарезки резьбы или для изготовления опрессованных соединений), а также в сейсмически опасных районах.

Материалы и методы. Производится обзор нормативных документов, регламентирующих вопросы соединения арматурных стержней, включая требования к соединению арматурных стержней в сейсмически опасных районах. Представлены схемы соединения арматурных стержней с применением муфт-втулок с помощью сварки.

Результаты. Предложены схемы соединения арматурных стержней разного диаметра с вариантами сварных швов. Приводится пример расчета, подтверждающий работоспособность предложенного подхода.

Выводы. Представленный в статье способ предлагается рассматривать как один из вариантов решения сварного соединения арматурных стержней, который может применяться при строительстве в сейсмически опасных районах.

Ключевые слова: железобетон, арматура, сварка, соединение арматурных стержней, сварное соединение арматурных стержней, механическое соединение арматурных стержней, сейсмостойкое строительство

Для цитирования: Фардзинов Г.Г., Тускаева З.Р., Дзапаров А.Э. Некоторые подходы к технологии соединения арматурных стержней. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2025;46(3):101–112. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-101-112](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-101-112)

Вклад авторов

Все авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 05.07.2025

Поступила после рецензирования 15.08.2025

Принята к публикации 21.08.2025

SOME APPROACHES TO THE TECHNOLOGY OF CONNECTING REINFORCING BARS

G.G. FARDZINOV¹

Z.R. TUSKAEVA², Dr. Sci. (Engineering)

A.E. DZAPAROV^{2,✉}

¹ SEVOSPROEKT JSC, Stanislavskogo lane, 5, Vladikavkaz, 362040, Russian Federation

² North Caucasian Institute of Mining and Metallurgy (State Technological University), Nikolaeva str., 44, Vladikavkaz, 362021, Russian Federation

Abstract

Introduction. The process of connecting reinforcing bars (rebars) is of high importance, as it affects the quality of the manufactured structures. This paper discusses a method for welded splicing of rebars using sleeve couplings, designed as one of the alternatives to welded and mechanical connections of reinforcing bars permitted by regulatory documents.

Aim. To examine an alternative method for connecting rebars, which can be used for small-scale projects and remote construction sites, including cases where delivery of equipment for thread cutting or press-fitting connections is difficult and economically unjustified, as well as in seismically hazardous areas.

Materials and methods. Normative documents regulating the connection of reinforcing bars are reviewed, including requirements for connecting reinforcing bars in seismically hazardous areas. Schemes for welded splices of reinforcing bars using sleeve couplings are presented.

Results. Schemes for connecting reinforcing bars of different diameters with various welded splices are proposed. A calculation example is provided to confirm the feasibility of the proposed approach.

Conclusions. The method provided in this paper is a suitable solution for welding reinforcing bars, which can be applied in construction projects in seismically hazardous areas.

Keywords: reinforced concrete, reinforcement, welding, connection of reinforcement bars, welded rebar splice, mechanical coupling of reinforcement bars, seismic resistant construction

For citation: Fardzinov G.G., Tuskaeva Z.R., Dzaparov A.E. Some approaches to the technology of connecting reinforcing bars. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2025;45(3):101–112. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-101-112](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-101-112)

Authors contribution statement

All the authors have made an equal contribution to the preparation of the publication.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 05.07.2025

Revised 15.08.2025

Accepted 21.08.2025

Как известно, при строительстве зданий и сооружений, а также при изготовлении конструкций большое распространение имеет железобетон. Вопрос соединения арматурных стержней возникает так или иначе.

В строительстве различают сварные соединения арматурных стержней и соединения, выполняемые без применения сварки [1–6]. Существуют стандарты и нормативы, регламентирующие соединения арматурных стержней:

- 1) ГОСТ 10922-2012 «Арматурные и закладные изделия, их сварные, вязанные и механические соединения для железобетонных конструкций. Общие технические условия» [7];
- 2) ГОСТ 14098-2014 «Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры» [8];
- 3) ГОСТ 34278-2024 «Соединения арматуры механические для железобетонных конструкций. Технические условия» [9];
- 4) СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» [10];
- 5) СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах» [11] и другие.

В ГОСТ 14098-2014 [8] даны виды сварного метода соединения арматурных стержней, а также регламентируются размеры их элементов. В данный межгосударственный стандарт включены соединения со сваркой стержней внахлест (с расцентровкой стержней) и встык (осевые линии стержней центрируются относительно друг друга). В документе рассматриваются соединения встык с применением арматурных накладок и накладок в виде стальной скобы.

Соединения, выполняемые без применения сварки, бывают следующих видов:

- внахлест, методом вязки арматурных стержней (ГОСТ 10922-2012 (Приложение Ж) [7]);
- встык, методом механического соединения арматурных стержней с помощью муфт (согласно ГОСТ 34278-2024 [9]: резьбовые соединения, опрессованные соединения, винтовые соединения).

Группа компаний «ПромСтройКонтракт» предлагает муфтовые механические соединения арматуры (МСА) [12–14] и говорит о дальнейшем их совершенствовании.

Производитель приводит следующие преимущества предлагаемых технологий МСА:

- равномерное распределение прочности по всей длине арматурного стержня;
- высокая интенсивность сборки армокаркасов;
- сокращение сроков строительства;
- уменьшение расходов арматурных стержней;
- упрощенный контроль качества стыков.

Требования к соединению арматурных стержней представлены в пунктах 10.3.29–10.3.32 [10]. Согласно пункту 10.3.32, при использовании для стыков арматуры механических устройств в виде муфт (муфты на резьбе, опрессованные муфты и т. д.) несущая способность муфтового соединения должна быть такой же, что и стыкуемых стержней. Также при использовании муфт на резьбе требуется обеспечение затяжки муфт для ликвидации люфта в резьбе. В дополнение к пунктам 10.3.29–10.3.32 требования к соединениям арматурных стержней представлены и в положениях подраздела 11.2 [10].

Для сейсмических районов требования к соединению арматурных стержней обозначены в пунктах 6.7.12, 6.8.5, 6.8.12, 6.11.10 [10]. По технологии МСА, согласно пункту 6.7.12, допускается применение для соединений арматуры специальных механических соединений

(опрессованных или резьбовых муфт). При этом уточняется, что при диаметре стержней 20 мм и более соединение стержней и каркасов следует выполнять с помощью сварки или специальных механических соединений (опрессованных и резьбовых муфт) независимо от сейсмичности площадки.

В данной работе авторы статьи не ставят цель подвергнуть сомнению имеющиеся преимущества муфтовых механических соединений. Предлагаемые подходы эффективны для больших объемов строительства, апробированы на крупных стройках, разрешены нормативами. Однако при небольших объемах строительства, на малых объектах, а также в некоторых других случаях, включая строительство в сейсмически опасных районах, требуются, на наш взгляд, несколько иные подходы, иные технологии.

Предлагаем применять муфты-втулки, которые вырезаются из труб диаметром 20, 24, 26, 32, 34, 36, 38, 42 и 48 мм соответственно для диаметров рассматриваемых рабочих арматурных стержней 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25 и 28 мм (номинальные диаметры по ГОСТ 34028-2016 «Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Технические условия» [15]) (рис. 1).

Муфты-втулки вырезаются из труб стальных бесшовных холоднодеформированных (ГОСТ 8733-74 «Трубы стальные бесшовные холоднодеформированные и теплодеформированные. Технические требования» [16], ГОСТ 8734-75 «Трубы стальные бесшовные холоднодеформированные. Сортамент» [17]) или из труб стальных бесшовных горячедеформированных (ГОСТ 8731-74 «Трубы стальные бесшовные горячедеформированные. Технические требования» [18], ГОСТ 8732-78 «Трубы стальные бесшовные горячедеформированные. Сортамент» [19]).

Муфта-втулка представляет собой трубу длиной, примерно равной 120 мм, в которой делаются прорезы шириной 5–10 мм и длиной, примерно равной 50 мм. Прорезы выполняются вдоль двух взаимно перпендикулярных осей муфт-втулок. Количество прорезей – 4 (рис. 2).

Арматурные стержни соединяются встык муфтой-втулкой с помощью сварки (рис. 3). В каждой прорези выполняются один или два сварных шва (рис. 4).

Одно из преимуществ данного вида соединения, например, перед резьбовыми муфтами технологии МСА – шероховатость (есть адгезия бетона и металла).

Для ускорения работ на строительной площадке есть возможность приваривать муфты-втулки одним концом к рабочим стержням заранее в арматурном цехе.

Работы по сварке рабочих стержней несущих конструкций необходимо подтверждать актами на скрытые работы.

Приведем пример применения муфт-втулок для колонн при строительстве в сейсмически опасном районе. Поперечное сечение колонн, например, 400×400 мм или 500×500 мм, армированные 8 Ø 28 А500С с общей площадью поперечного сечения для восьми стержней $A_s = 49,26 \text{ см}^2$. Бетон В25 с призменной прочностью $R_b = 133 \text{ кгс/см}^2$ [20].

Муфты-втулки для стыковки арматурных стержней выполнены из труб наружным диаметром 48 мм и толщиной стенки 8,5 мм. Марка стали 45, временное сопротивление $\sigma_b = 589 \text{ Н/мм}^2$ (60 кгс/мм²). Предел текучести $\sigma_t = 323 \text{ Н/мм}^2$ (33 кгс/мм²) (согласно [16]). Площадь поперечного сечения $A_{тр} = 11,94 \text{ см}^2$.

Проверим для стержня Ø 28 А500С срез углового шва для марок сталей 14Г2, 10Г2С1, 15ХСНД.

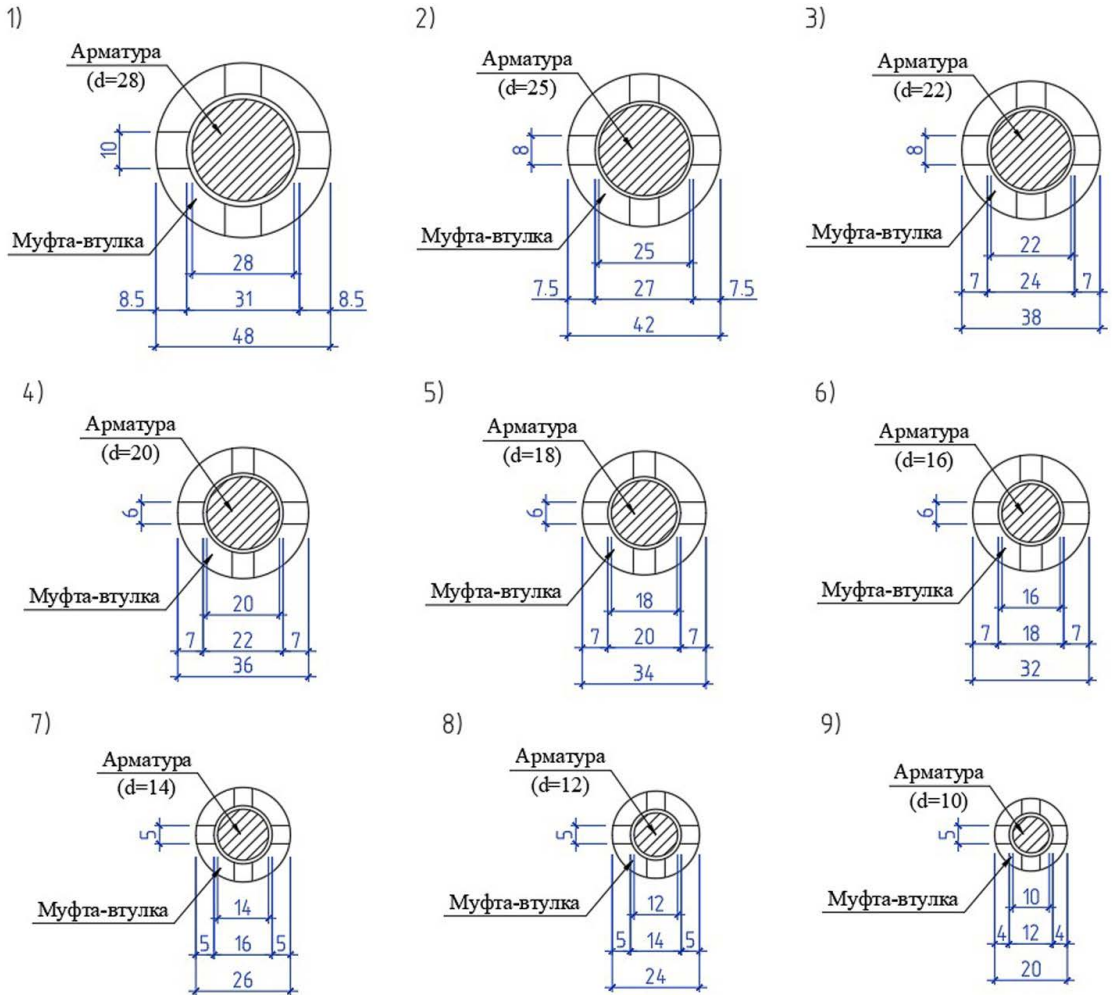


Рис. 1. Схемы поперечных сечений сварных соединений арматурных стержней с помощью металлических муфт-втулок с прорезями для сварки (сварка условно не показана)

Fig. 1. Cross-sections of rebar welded joints using metal coupling sleeves with slots for welding (welding is not shown)

Допускаемое усилие на угловой шов при электродах Э50А [21]:

$$R_y^{cb} = 2000 \text{ кг/см}^2.$$

Толщина свариваемого металла – 8,5 мм.

Срез углового шва:

$$\tau_{ш} = \frac{N}{\beta \times h_{ш} \times \Sigma l_{ш}} \leq R_y^{cb},$$

где $N = 6,158 \text{ см}^2 \times 4350 \text{ кгс/см}^2 = 26\,787,3 \text{ кгс}$ – расчетная продольная сила (для арматуры Ø 28 А500С);

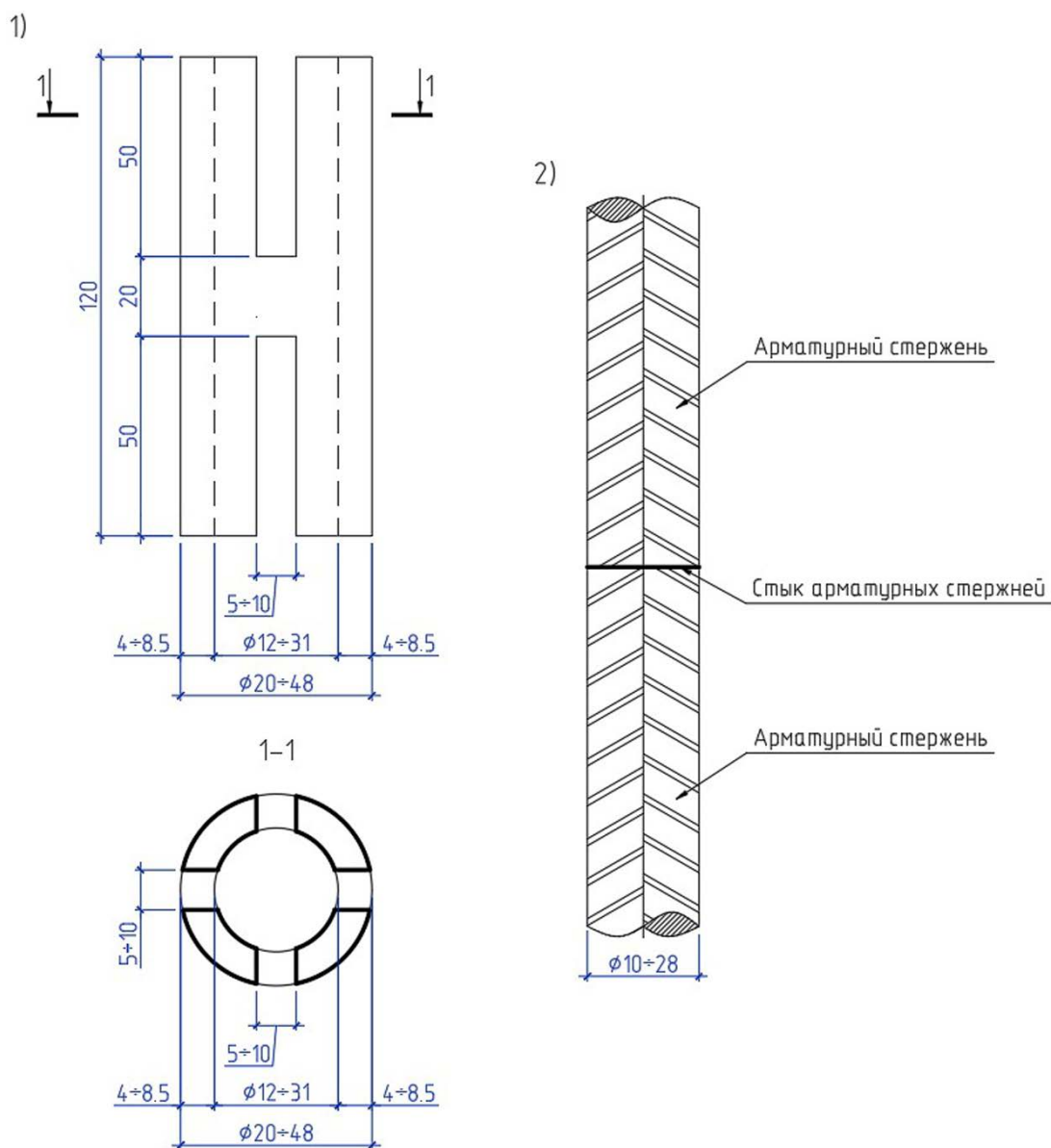


Рис. 2. Элементы сварного соединения арматурных стержней с помощью металлической муфты-втулки с прорезями для сварки: 1 – металлическая муфта-втулка (примерная длина – 120 мм; наружный диаметр – 20–48 мм; внутренний диаметр – 12–31 мм; толщина стенки – 4–8,5 мм) с прорезями (ширина прорезей – 5–10 мм; примерная длина прорезей – 50 мм); 2 – арматурные стержни (номинальный диаметр – 10–28 мм)

Fig. 2. Components of a rebar welded joint using a metal sleeve coupling with slots for welding: 1 – metal sleeve coupling (approximate length is 120 mm; outer diameter is 20–48 mm; inner diameter is 12–31 mm; wall thickness is 4–8.5 mm) with slots (slot width is 5–10 mm; approximate slot length is 50 mm); 2 – reinforcing bars (nomina diameter is 10–28 mm)

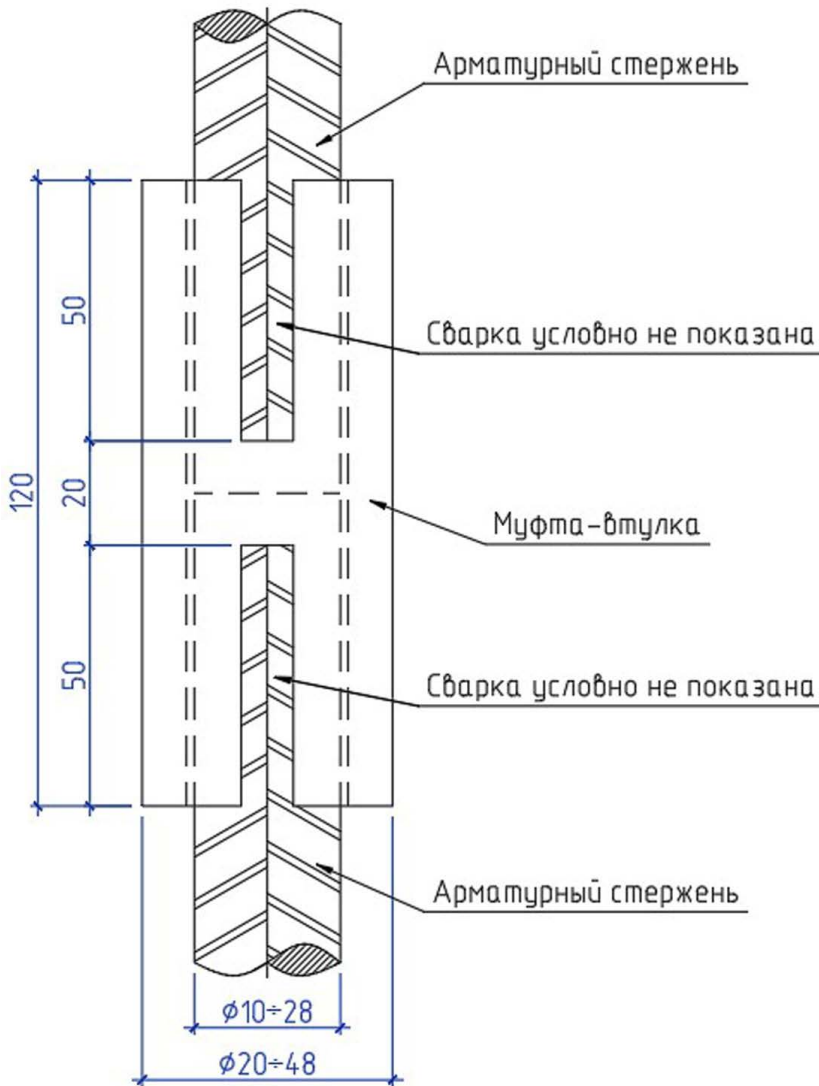


Рис. 3. Схема сварного соединения арматурных стержней с помощью металлической муфты-втулки с прорезями для сварки

Fig. 3. Welded connection of reinforcing bars using a metal sleeve coupling with slots for welding

$h_{\text{ш}} = 8,5 \text{ мм} = 0,85 \text{ см}$ – катет сварного шва;

$\Sigma l_{\text{ш}} = 8 \times 5 = 40 \text{ см}$ – суммарная длина швов, где 8 – количество швов (шт.), 5 – длина одного шва (см);

$\beta = 0,7$ – коэффициент для ручной сварки.

$$\tau_{\text{ш}} = \frac{26\,787,3}{0,7 \times 0,85 \times 40} = \frac{26\,787,3}{23,8} = 1125,52 \text{ кг/см}^2 < 2000 \text{ кгс/см}^2.$$

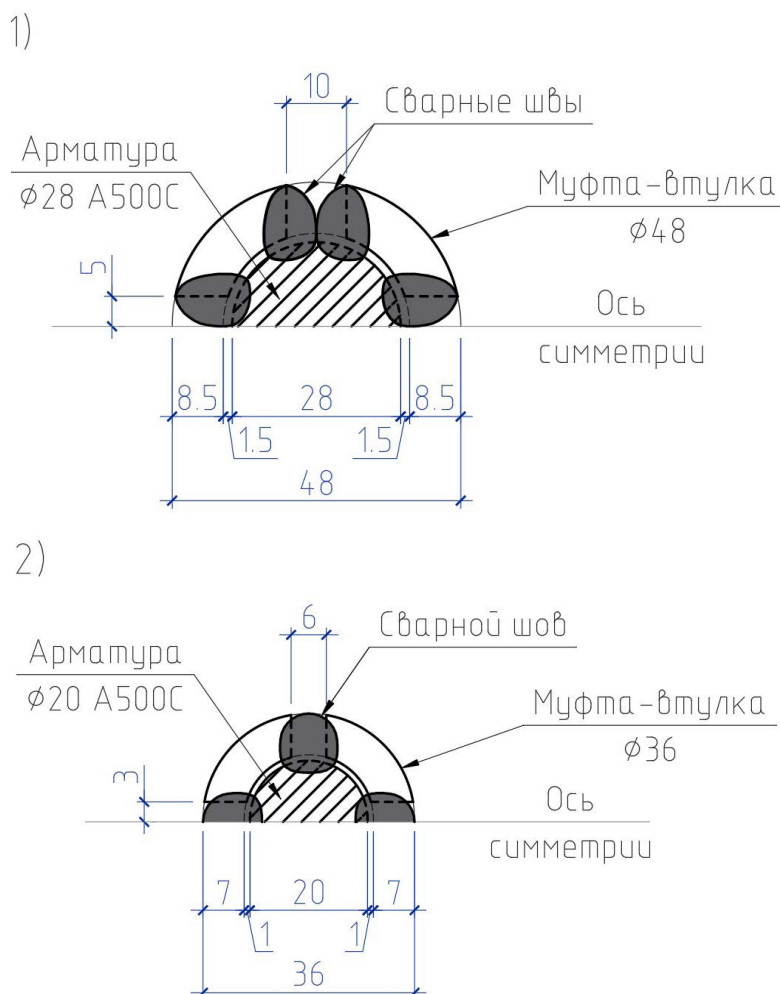


Рис. 4. Схемы поперечных сечений сварных соединений арматурных стержней с применением муфт-втулок:
 1 – вариант сварного соединения с двумя сварными швами в прорези; 2 – то же, с одним сварным швом в прорези
Fig. 4. Cross-sections of rebar welded connections using sleeve couplings: 1 – welded connection with two welds
 in the slots; 2 – same as above, with one weld in the slot

Из-за наличия непровара в начале и конце шва расчетная длина углового флангового шва уменьшается на $4 \times h_{\text{ш}} = 4 \times 0,85 = 3,4$ см. С учетом этого:

$$\tau_{\text{ш}} = \frac{26\,787,3}{0,7 \times 0,85 \times 36,6} = \frac{26\,787,3}{21,777} = 1230,07 \text{ кг/см}^2 < 2000 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверим на растяжение (сжатие) сечение трубы, не ослабленной прорезями, и сечение арматуры.

Проверяем для трубы:

$$N = A_{\text{тр}} \times \sigma_{\text{т}} = 11,94 \times 3,3 = 39,4 \text{ тс.}$$

Проверяем для арматуры Ø 28 А500С с площадью поперечного сечения $A_s = 6,158 \text{ см}^2$ и расчетным сопротивлением арматуры растяжению для предельных состояний первой группы $R_s = 435 \text{ МПа}$ [10]:

$$N = A_s \times R_s = 6,158 \times 4,35 = 26,8 \text{ тс.}$$

Коэффициент надежности:

$$\gamma_1 = \frac{39,4}{26,8} = 1,47 > 1,15 \text{ – для состояний первой группы [10].}$$

Другим вариантом представленного способа является вариант с уменьшением количества прорезей до двух (по оси трубы) по типу незамкнутых прорезей фигуры 1 [22]. В данном варианте предполагается увеличение ширины и (или) длины прорезей для обеспечения требуемых значений. При этом существует необходимость проведения испытаний различных вариантов исполнения данного способа соединения арматурных стержней с учетом имитирования сейсмических нагрузок.

Сравнивая представленный в статье вариант соединения арматурных стержней с вариантами МСА, отметим следующее:

- в варианте с МСА трудно проверить новую резьбу (практически невозможно), а сварочные швы на виду, благодаря чему возможна их контролируемость;
- в предложенном варианте есть адгезия бетона с металлом;
- упрощение сборочных работ – изготовление и применение муфт-втулок проще, чем муфт технологии МСА, так как их можно изготавливать и в построечных условиях.

Учитывая положительные стороны представленного способа соединения арматурных стержней, заключающиеся в доступности материалов и необходимого оборудования, а также в надежности выполненного соединения, обеспечивающего равнопрочное соединение, считаем возможным перспективы его применения.

Следует отметить, что все существующие способы соединения арматурных стержней имеют как положительные, так и отрицательные стороны, и это обстоятельство требует особого анализа в условиях сеймики. Противоречивость результатов исследований, с учетом сейсмических нагрузок, говорит об актуальности проведения дальнейших работ в данном направлении [23–27].

Выводы

Рассмотренный в статье вариант сварного соединения арматурных стержней с применением металлических муфт-втулок может являться альтернативой для существующих вариантов, входящих в действующие ГОСТ и СП, и применяться при стыковании рабочих стержней в сейсмически опасных районах.

Список литературы

1. Малахова А.Н. Армирование железобетонных конструкций. Москва: МГСУ; 2014.
2. Ершов М.Н., Лapidус А.А., Теличенко В.И. Технологические процессы в строительстве. Книга 5. Технологии монолитного бетона и железобетона. Москва: Изд-во АСВ; 2016.
3. Малахова А.Н. Стыки продольной арматуры монолитных колонн. Вестник МГСУ. 2011;(2-1):58–64.
4. Аль Нахди А.С., Аль-Рубасси Х.М. Стыковые соединения продольной арматуры монолитных колонн. Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F. Строительство. Прикладные науки. 2014;(16):32–38.
5. Тихонов И.Н. Армирование элементов монолитных железобетонных зданий. Москва: Центр проектной продукции в строительстве; 2007.
6. Дьячков В.В., Климов Д.Е., Слышенков С.О. Применение механических соединений арматуры железобетонных конструкций. Москва: НИИЖБ им. А.А. Гвоздева; 2016.
7. ГОСТ 10922-2012. Арматурные и закладные изделия, их сварные, вязанные и механические соединения для железобетонных конструкций. Москва: Стандартинформ; 2013.
8. ГОСТ 14098-2014. Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры. Москва: Стандартинформ; 2015.
9. ГОСТ 34278-2024. Соединения арматуры механические для железобетонных конструкций. Технические условия. Москва: Российский институт стандартизации; 2025.
10. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Москва: Стандартинформ; 2019.
11. СП 14.13330.2018. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП 11-7-81*. Москва: Стандартинформ; 2018.
12. ЗАО «Промстройконтракт». Технологии механического соединения арматуры. Атомное строительство [интернет]. 2012;(7):18–20. Режим доступа: <https://psk-holding.ru/library/articles/files/psk-atomnoe-stroitelstvo-mufty-armatura-article-publication.pdf> (дата обращения: 23.08.2024).
13. Преимущества муфт для стыковки арматуры. ПромСтройКонтракт [интернет]. Режим доступа: <https://psk-holding.ru/about/stati/preimushchestva-muft-dlya-stykovki-armatury/> (дата обращения: 23.08.2024).
14. Как муфты для стыковки арматуры увеличивают популярность монолитного строительства. ПромСтройКонтракт [интернет]. Режим доступа: <https://psk-holding.ru/about/stati/mufty-dly-armatury/> (дата обращения: 23.08.2024).
15. ГОСТ 34028-2016. Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Технические условия. Москва: Стандартинформ; 2019.
16. ГОСТ 8733-74. Трубы стальные бесшовные холоднодеформированные и теплодеформированные. Технические требования [интернет]. Режим доступа: <https://ntpz.ru/upload/iblock/b55/kmy1glm5hh7uz-2f56a7x24arv45s4m.pdf>.
17. ГОСТ 8734-75. Трубы стальные бесшовные холоднодеформированные. Сортамент. Москва: Стандартинформ; 2007.
18. ГОСТ 8731-74. Трубы стальные бесшовные горячедеформированные. Технические требования. Москва: ИПК Издательство стандартов; 2004.
19. ГОСТ 8732-78. Трубы стальные бесшовные горячедеформированные. Сортамент. Москва: ИПК Издательство стандартов; 1998.
20. Дыховичный Ю.А., Максименко В.А., Кондратьев А.Н. Жилые и общественные здания: Краткий справочник инженера-конструктора. 3-е изд. Москва: Стройиздат; 1991.
21. Муханов К.К. Металлические конструкции. Основы проектирования. Москва: Госстройиздат; 1963.
22. Романов О.Д., Суруда В.В., Бажутин А.С., Инфатьев В.Д. Стыковое сварное соединение. Патент RU 2481179 C2. Оpubл. 10.05.2013.
23. Чепизубов И.Г., Моисеенко Г.А., Степанов М.В. Сравнительный анализ работы муфтовых соединений арматуры и сварных стыков с использованием ванн. Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2019;(4):206–210.
24. Техническое заключение о возможности применения систем механического соединения арматурных стержней с конической резьбой LENTON производства фирмы ERICO для строительства в условиях сейсмоопасных районов (юг РФ 7, 8, 9 баллов). Москва: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство»; 2008.
25. Дьячков В.В. Расчетные и конструктивные требования для механических соединений арматуры железобетонных конструкций. Вестник НИЦ «Строительство». 2017;(4):61–73.

26. Рахманов В.А., Сафонов А.А. Методика контрольных испытаний муфтовых соединений арматуры, имитирующих сейсмические нагрузки. Промышленное и гражданское строительство. 2021;(6):25–31. <https://doi.org/110.33622/0869-7019.2021.06.25-31>.
27. Тихонов И.Н., Звездов А.И., Кузеванов Д.В., Тихонов Г.И. К оценке сейсмостойкости арматуры и ее механических соединений. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2024;(2):29–54. <https://doi.org/10.37153/2618-9283-2024-2-29-54>.

References

1. Malakhova A.N. Reinforcement of reinforced concrete structures. Moscow: Moscow State University of Civil Engineering; 2014. (In Russian).
2. Ershov M.N., Lapidus A.A., Telichenko V.I. Technological processes in construction. Book 5. Technologies of monolithic concrete and reinforced concrete. Moscow: ASV Publ.; 2016. (In Russian).
3. Malakhova A.H. Joints of longitudinal reinforcement of monolithic columns. Vestnik MGSU. 2011;(2-1):58–64. (In Russian).
4. Al Nahdi A.S., Al-Rubassi H.M. Butt joints of longitudinal reinforcement of monolithic columns. Vestnik of Polotsk State University. Part F. Constructions. Applied Sciences. 2014;(16):32–38. (In Russian).
5. Tikhonov I.N. Reinforcement of elements of monolithic reinforced concrete buildings. Moscow: Center for design products in construction; 2007. (In Russian).
6. Dyachkov V.V., Klimov D.E., Slyshenkov S.O. Application of mechanical joints of reinforcement of reinforced concrete structures. Moscow: Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev; 2016. (In Russian).
7. State Standard 10922-2012. Welded reinforcing products and inserts, welded, lap and mechanical joints for reinforced concrete structures. General specifications. Moscow: Standartinform Publ.; 2013. (In Russian).
8. State Standard 14098-2014. Welded joints of reinforcement and inserts for reinforced concrete structures. Types, constructions and dimensions. Moscow: Standartinform Publ.; 2015. (In Russian).
9. State Standard 34278-2024. Mechanical reinforcement splices for reinforced concretes. Specifications. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2025. (In Russian).
10. SP 63.13330.2018. Concrete and reinforced concrete structures. General provisions. Moscow: Standartinform Publ.; 2019. (In Russian).
11. SP 14.13330.2018. Seismic building design code. Updated version of SNIIP II-7–81*. Moscow: Standartinform Publ.; 2018. (In Russian).
12. CJSC Promstroycontract. Technologies of mechanical connection of fittings. Nuclear construction [internet]. 2012;(7):18–20. Available at: <https://psk-holding.ru/library/articles/files/psk-atomnoe-stroitelstvo-mufty-armatura-article-publication.pdf> [accessed 23 August 2024]. (In Russian).
13. Advantages of couplings for joining reinforcement bars. PromStroyKontrakt [internet]. Available at: <https://psk-holding.ru/about/stati/preimushchestva-muft-dlya-stykovki-armatury/> [accessed 23 August 2024]. (In Russian).
14. How couplings for joining reinforcement increase the popularity of monolithic construction. PromStroyKontrakt [internet]. Available at: <https://psk-holding.ru/about/stati/mufty-dly-armatury/> [accessed 23 August 2024]. (In Russian).
15. State Standard 34028-2016. Reinforcing rolled products for reinforced concrete constructions. Specifications. Moscow: Standartinform Publ.; 2019. (In Russian).
16. State Standard 8733-74. Seamless cold and warm deformed pipes. Specifications [internet]. Available at: <https://ntpz.ru/upload/iblock/b55/kmy1glm5hh7uz2f56a7x24aprvi45s4m.pdf>. (In Russian).
17. State Standard 8734-75. Seamless steel tubes cold deformed. Range. Moscow: Standartinform Publ.; 2007. (In Russian).
18. State Standard 8731-74. Seamless hot-deformed steel pipes. Specifications. Moscow: Standards Publishing House; 2004. (In Russian).
19. State Standard 8732-78. Seamless hot-deformed steel pipes. Range of sizes. Moscow: Standards Publishing House; 1998. (In Russian).

20. Dykhovichny Yu.A., Maksimenko V.A., Kondratiev A.N. Residential and public buildings: A short reference book of a design engineer. 3rd ed. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1991. (In Russian).
21. Mukhanov K.K. Metal structures. Fundamentals of design. Moscow: Gosstroyizdat Publ.; 1963. (In Russian).
22. Romanov O.D., Suruda V.V., Bazhutin A.S., Infatiev V.D. Butt welded joint. Patent RU 2481179 C2. Publ. date 10 May 2013. (In Russian).
23. Chepizubov I.G., Moiseenko G.A., Stepanov M.V. Comparative analysis of the work of coupling joints of fittings and welded joints using baths. Proceedings of Higher Educational Institutions. Textile Industry Technology. 2019;(4):206–210. (In Russian).
24. Technical conclusion on the possibility of using systems of mechanical connection of reinforcing rods with conical thread LENTON manufactured by ERICO for construction in earthquake-prone areas (south of the Russian Federation 7, 8, 9 points). Moscow: Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction; 2008. (In Russian).
25. Dyachkov V.V. Design and design requirements for mechanical joints of reinforcement of reinforced concrete structures. Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2017;(4):61–73. (In Russian).
26. Rakhmanov V.A., Safonov A.A. Methodology for control tests of valve couplings simulating seismic loads. Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroitel'stvo = Industrial and Civil Engineering. 2021;(6):25–31. (In Russian). <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2021.06.25-31>.
27. Tikhonov I.N., Zvezdov A.I., Kuzevanov D.V., Tikhonov G.I. To assess the seismic resistance of fittings and its mechanical connections. Seismostoi koe Stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety. 2024;(2):29–54. (In Russian). <https://doi.org/10.37153/2618-9283-2024-2-29-54>.

Информация об авторах / Information about the authors

Григорий Гамболович Фардзинов, заслуженный строитель Российской Федерации, заслуженный строитель СО АССР, главный конструктор, ОАО «СЕВОСПРОЕКТ», Владикавказ

Grigoriy G. Fardzinov, Honored Builder of the Russian Federation, Honored Builder of the North Ossetian ASSR, Chief Designer, SEVOSPROEKT JSC, Vladikavkaz

Залина Руслановна Тускаева, д-р техн. наук, доцент, заведующий кафедрой строительного производства, Северо-Кавказский горно-металлургический институт (государственный технологический университет), Владикавказ

e-mail: tuskaevazalina@yandex.ru

Zalina R. Tuskaeva, Dr. Sci. (Engineering), Associate Professor, Head of the Department of Construction Manufacturing, North Caucasian Institute of Mining and Metallurgy (State Technological University), Vladikavkaz

e-mail: tuskaevazalina@yandex.ru

Артур Эдуардович Дзапаров[✉], аспирант кафедры строительного производства, Северо-Кавказский горно-металлургический институт (государственный технологический университет), Владикавказ

e-mail: art13999@mail.ru

Artur E. Dzaparov[✉], Postgraduate Student, the Department of Construction Manufacturing, North Caucasian Institute of Mining and Metallurgy (State Technological University), Vladikavkaz

e-mail: art13999@mail.ru

[✉]Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-113-120](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-113-120)
УДК 699.941; 624.07; 699.81699.81

EDN: PZRQHD

К ВОПРОСУ О НАДЕЖНОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ АТОМНЫХ СТАНЦИЙ

Р.В. ЮРЬЕВ, канд. техн. наук
Д.В. ИВАНОВ
Ю.М. ГРОШЕВ[✉], канд. техн. наук

АО «Атомэнергопроект», Бакунинская ул., д. 7, стр. 1, г. Москва, 107996, Российская Федерация

Аннотация

Введение. В статье рассмотрены вопросы классификации и обеспечения надежности строительных конструкций атомных станций; выполнена оценка надежности элементов железобетонных конструкций реакторного здания, которые относятся к системе противопожарной защиты и препятствуют распространению опасных факторов пожаров; показано, что такие конструкции обладают высокой надежностью по отношению к нагрузкам нормальной эксплуатации, потому их отказы могут не рассматриваться в анализах надежности систем безопасности и анализах безопасности атомных станций.

Цель. Показать, что требования норм проектирования зданий и сооружений атомных станций обеспечивают высокий уровень надежности их строительных конструкций, а потому меры по защите элементов этих конструкций от отказа по общим причинам не требуются.

Материалы и методы. Оценка надежности элементов железобетонных конструкций реакторного здания выполнена согласно рекомендациям РБ 100-15 с использованием метода двух моментов.

Результаты. По результатам выполненной оценки надежности элементов железобетонных строительных конструкций реакторного здания показано, что вероятность их отказа не превышает 10^{-6} , и согласно требованиям п. 1.2.12 и п. 1.2.15 НП 001-15 допускается не учитывать эти отказы в качестве дополнительного независимого отказа или исходного события при анализе проектных аварий. Отмечено, что меры по обеспечению огнестойкости железобетонных конструкций при пожарах направлены на защиту арматуры от превышения температуры, при которой может произойти изменение ее деформационно-прочностных свойств, что может привести к потере несущей способности железобетонных элементов. Таким образом, при сохранении свойств арматуры сохраняется уровень надежности железобетонных элементов, что позволяет не учитывать отказы строительных конструкций в анализах надежности систем противопожарной защиты.

Выводы. Высокий уровень надежности строительных конструкций реакторного здания, обеспечиваемый выполнением требований норм проектирования и Федерального закона № 384 «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», позволяет не учитывать их отказы в анализах надежности систем и анализах безопасности.

Ключевые слова: отказ строительных конструкций, надежность, железобетонные элементы, отказ по общей причине, вероятность отказа, огнестойкость, атомные станции

Для цитирования: Юрьев Р.В., Иванов Д.В., Грошев Ю.М. К вопросу о надежности строительных конструкций атомных станций. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2025;46(3):113–120. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-113-120](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-113-120)

Вклад авторов

Все авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

Финансирование

Исследование выполнялось за счет средств АО «Атомэнергопроект».

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 29.06.2025

Поступила после рецензирования 10.08.2025

Принята к публикации 14.08.2025

ON THE RELIABILITY OF CONSTRUCTION STRUCTURES AT NUCLEAR POWER PLANTS

R.V. YURYEV, Cand. Sci. (Engineering)

D.V. IVANOV

Yu.M. GROSHEV✉, Cand. Sci. (Engineering)

JSC Atomenergoproekt, Bakuninskaya str., 7, bld. 1, Moscow, 107996, Russian Federation

Abstract

Introduction. This paper covers the classification and reliability of construction structures at nuclear power plants; the reliability of reinforced concrete elements of fire protection systems that prevent the spread of hazardous fire factors is assessed. Such structures were shown to be highly reliable in terms of normal operating loads, so their failures may not be considered in reliability analyses of safety systems and safety analyses of nuclear power plants.

Aim. To demonstrate that the design requirements for nuclear power plant buildings and structures ensure a high level of reliability for their structural components, and therefore measures to protect these components from failure due to common causes are not required.

Materials and methods. The reliability assessment of reinforced concrete structural elements in buildings and structures at nuclear power plants was performed in accordance with the recommendations of RB 100-15 using the two-moment method.

Results. According to the study results and as required by clauses 1.2.12 and 1.2.15 of NP 001-15, elements of reinforced concrete building structures with a failure probability typically exceeding 10^{-3} may not be considered as an additional independent failure or initiating event in the analysis of design basis accidents. It is noted that measures to ensure the fire resistance of reinforced concrete structures in fires are aimed at protecting the reinforcement from exceeding the temperature at which its deformation and strength properties may change, which can lead to a loss of load-bearing capacity of reinforced concrete elements. Thus, while maintaining the properties of reinforcement, the reliability level of reinforced concrete elements is preserved, thus enabling structural failures to be disregarded in reliability analyses of fire protection systems.

Conclusions. The high level of reliability of nuclear power plant structures, ensured by compliance with design standards, provides a basis for not considering their failures in system reliability and safety analyses.

Keywords: failure of building structures, reliability, reinforced concrete elements, failure due to a common cause, probability of failure, fire resistance, nuclear power plants

For citation: Yuryev R.V., Ivanov D.V., Groshev Yu.M. On the reliability of construction structures at nuclear power plants. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2025;46(3):113–120. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-113-120](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-113-120)

Authors contribution statement

All the authors have made an equal contribution to the preparation of the publication.

Funding

The study was funded by JSC Atomenergoproekt.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 29.06.2025

Revised 10.08.2025

Accepted 14.08.2025

Особенностью проектирования зданий и сооружений атомных станций является необходимость обеспечения условий для функционирования размещенных в них систем и элементов, важных для безопасности при режимах нормальной эксплуатации, а также при событиях с нарушениями нормальной эксплуатации, включая проектные и запроектные аварии.

Несущие элементы строительных конструкций зданий и сооружений, в которых размещены системы, важные для безопасности, должны сохранять прочность и устойчивость при воздействии всех предусмотренных в проекте сочетаний нагрузок, возникающих как при нормальном функционировании этих систем (от веса оборудования, технологических сред, вибрации и т. п.), так и при различных внутренних (пожары, затопления, взрывы, летящие предметы и др.) и внешних (сейсмические воздействия, воздушная ударная волна, падение самолета и др.) воздействиях.

Таким образом, согласно классификации по НП 001-15 [1], такие строительные конструкции являются пассивными элементами, важными для безопасности, которым назначается соответствующий класс безопасности и предъявляются требования к обеспечению их высокой надежности.

Анализ надежности пассивных элементов систем, важных для безопасности, выполняется согласно РБ 100-15 [2].

В приложении к задачам расчета на прочность условие отказа строительных конструкций математически будет выражаться неравенством:

$$g = R - Q < 0,$$

где g – функция работоспособности или резерв прочности;

R – несущая способность, выраженная в тех же единицах, что и нагрузочный эффект Q ;

Q – нагрузочный эффект.

При любых законах распределения R и Q математическое ожидание и стандартное отклонение резерва прочности соответственно равны:

$$m_g = m_R - m_Q,$$

$$S_g^2 = S_R^2 + S_Q^2,$$

где m_R и S_R – математическое ожидание и стандарт распределения несущей способности;

m_Q и S_Q – математическое ожидание и стандарт распределения нагрузочного эффекта.

Для нормального распределения случайных величин вероятность отказа P_f определяется по формуле:

$$P_f = 1 - \Phi(\beta),$$

где $\Phi(\beta)$ – табулированный интеграл Гаусса;

$\beta = \frac{m_g}{S_g}$ – характеристика безопасности.

Выражение для определения характеристики безопасности можно записать в виде:

$$\beta = \frac{n-1}{\sqrt{n^2 \times v_R^2 + v_Q^2}},$$

где $n = m_R/m_Q$ – коэффициент безопасности;

v_R – коэффициент вариации несущей способности;

v_Q – коэффициент вариации нагрузочного эффекта.

Проектирование строительных конструкций зданий и сооружений АЭС осуществляется в соответствии требованиями и критериями российских нормативных документов, в основе которых лежит метод расчета по предельным состояниям. Изменчивость свойств материалов, нагрузок и условий работы учитывается с помощью ряда коэффициентов надежности.

Изменчивость свойств материала конструкции учитывается с помощью коэффициента надежности по материалу γ_m . Согласно СП 63.13330.2012 [3] расчетные значения параметров прочности материала определяются делением их нормативных значений на коэффициент γ_m , соответствующий рассматриваемому предельному состоянию.

Значения γ_m для прочности бетона и арматуры составляют:

- 1,3 – для бетона при сжатии;
- 1,5 – для бетона при растяжении;
- 1,15 – для арматуры при растяжении.

Нормативные значения параметров прочности материалов, приведенные в СП 63.13330.2012 [3], определены на основе нормального закона распределения с доверительной вероятностью превышения не менее 95 %.

Нормированное значение коэффициента вариации прочности бетона при сжатии, которое является среднестатистическим для множества заводов по производству бетона, составляет 0,135 [4].

Согласно ГОСТ Р 52544-2006 «Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций. Технические условия» [5], значение коэффициента вариации прочности арматуры при растяжении составляет 0,08 для предела текучести, 0,07 – для временного сопротивления.

Для нормального закона распределения значение математического ожидания параметра прочности m_R может быть выражено через расчетные значения параметров прочности $R_{расчетное}$ по формулам:

$$R_{нормативное} = m_R - 1,645 \times S_R;$$

$$R_{нормативное} = R_{расчетное} \times \gamma_m;$$

$$S_R = m_R \times v_R;$$

$$m_R = \frac{R_{расчетное} \times 1,3}{1 - 1,645 \times 0,135} = R_{расчетное} \times 1,67 \text{ – для бетона при сжатии};$$

$$m_R = \frac{R_{\text{расчетное}} \times 1,15}{1 - 1,645 \times 0,08} = R_{\text{расчетное}} \times 1,32 \text{ — для арматуры при растяжении.}$$

Для учета изменчивости нагрузок на строительные конструкции используются коэффициенты надежности по нагрузке γ_f . Согласно СП 20.13330.2016 [6], расчетные значения параметров нагрузки определяются умножением их нормативных значений на коэффициент γ_f соответствующий рассматриваемому предельному состоянию.

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для веса строительных конструкций составляют:

- металлические конструкции – 1,05;
- бетонные конструкции (со средней плотностью выше 1600 кг/м³) – 1,1.

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для веса оборудования и материалов составляют:

- стационарное оборудование – 1,05;
- изоляция стационарного оборудования – 1,2;
- заполнители оборудования – жидкости – 1,0.

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для равномерно распределенных кратковременных нагрузок составляют:

- 1,3 – при нормативном значении менее 2,0 кПа;
- 1,2 – при нормативном значении 2,0 кПа и более.

Поскольку наибольшие усилия в несущих строительных конструкциях реакторного здания при нормальной эксплуатации возникают от действия постоянных нагрузок от веса строительных конструкций и оборудования, то для оценки математического ожидания нагрузочного эффекта Q консервативно можно принять минимальный коэффициент надежности по нагрузке 1,1.

Предполагая, что эти нагрузки изменяются согласно нормальному закону распределения, а их нормативное значение соответствует вероятности непревышения 0,95, а расчетное значение – 0,99865, получим следующие параметры распределения нагрузочного эффекта Q :

$$\begin{aligned} Q_{\text{нормативное}} &= m_Q + 1,645 \times S_Q; \\ Q_{\text{расчетное}} &= m_Q + 3 \times S_Q; \\ Q_{\text{расчетное}} &= Q_{\text{нормативное}} \times \gamma_f; \\ S_Q &= m_Q \times v_Q; \\ v_Q &= \frac{\gamma_f - 1}{3 - 1,645 \times \gamma_f} = \frac{1,1 - 1}{3 - 1,645 \times 1,1} = 0,084; \\ m_Q &= \frac{Q_{\text{расчетное}}}{1 + 3v_Q} = 0,8Q_{\text{расчетное}}. \end{aligned}$$

В соответствии с Федеральным законом № 384 «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» [7] для зданий и сооружений повышенного уровня ответственности принимается значение коэффициента надежности по ответственности не менее 1,1. В прочностных расчетах на коэффициент надежности по ответственности умножается нагрузочный

эффект (внутренние усилия и перемещения конструкции и основания, вызываемые нагрузками и воздействиями) или на него делится несущая способность.

Если расчетное значение нагрузок определяется с учетом коэффициента надежности по ответственности, то:

$$m_Q = 0,8 \frac{Q^{\text{расчетное}}}{1,1} = 0,726 Q^{\text{расчетное}}.$$

При проектировании элементов несущих железобетонных конструкций площадь арматуры подбирается из условия обеспечения непревышения расчетных усилий в арматуре ее расчетной несущей способности при растяжении:

$$Q^{\text{расчетное}} \leq R^{\text{расчетное}}.$$

Тогда коэффициент безопасности для арматуры при растяжении будет равен:

$$n = m_R / m_Q \geq 1,32 / 0,726 = 1,82.$$

На рис. 1 приведен график зависимости вероятности отказа элемента от коэффициента безопасности.

Для минимального значения $n = 1,82$, которое обеспечивается нормами проектирования железобетонных конструкций зданий и сооружений АЭС, вероятность отказа элемента составит $P_f = 4,96 \times 10^{-7}$.

Назначение пределов огнестойкости для железобетонных элементов и устройство защитного слоя бетона необходимой толщины и (или) других мер противопожарной защиты строительных конструкций позволяют защитить арматуру от температурного воздействия возможного пожара, при котором может произойти изменение ее деформационно-прочностных

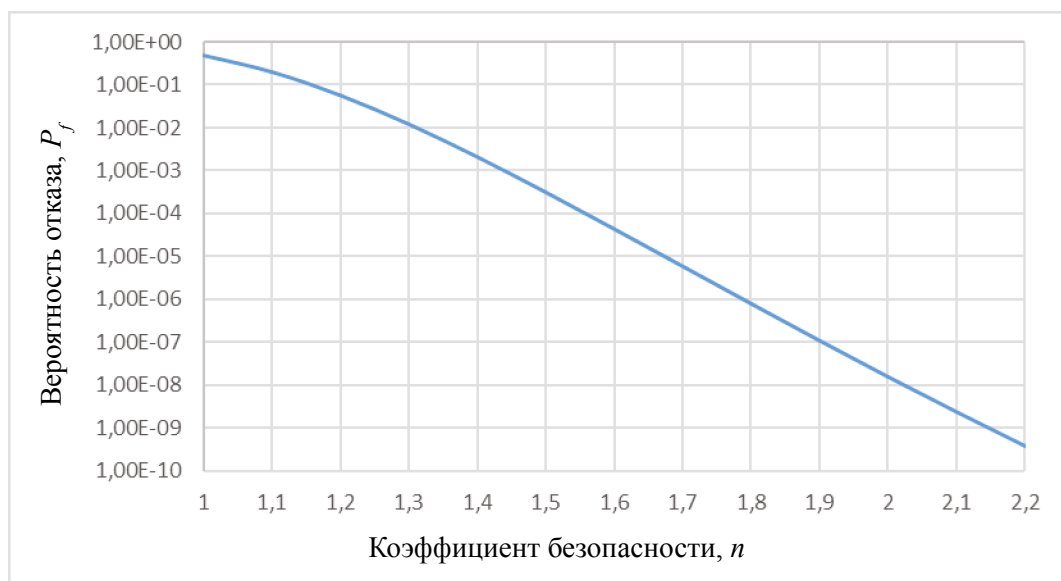


Рис. 1. График зависимости вероятности отказа железобетонных элементов строительных конструкций
Fig. 1. Dependence of the failure probability of reinforced concrete elements in construction structures

свойств и потеря несущей способности железобетонных элементов. При сохранении первоначальных свойств арматуры сохранится и уровень надежности железобетонных элементов.

В случае если пожар в пожарном отсеке приводит к нарушению пределов и условий безопасной эксплуатации с отказом каналов системы безопасности, то должны остаться два неповрежденных пожаром канала этой системы или один канал с внутренним резервированием активных элементов. В этом случае выполнение функций безопасности системой, подвергшейся воздействию пожара, может быть гарантировано с учетом независимого отказа любого элемента этой системы.

Как видно из результатов выполненной оценки надежности, за счет регламентированного учета при проектировании зданий АЭС коэффициента надежности по ответственности не менее 1,1 элементы железобетонных конструкций реакторного здания обладают высокой надежностью по отношению к нагрузкам нормальной эксплуатации. Уровень их надежности (вероятность отказа $P_f < 10^{-6}$) при условиях нормальной эксплуатации позволяет не рассматривать строительные конструкции в анализах надежности технологических систем, важных для безопасности, для которых вероятность отказа, как правило, лежит в интервале от 10^{-3} до 10^{-2} , и не учитывать в качестве исходных событий проектных аварий.

Также при возникновении исходных событий, включая пожар, отказы строительных конструкций могут не рассматриваться как единичный отказ, поскольку, согласно п. 1.2.12 НП 001-15 [1], единичный отказ пассивного элемента без движущихся частей с вероятностью невыполнения функций безопасности менее 10^{-3} может не рассматриваться.

Так как целью мер по защите от отказов по общей причине в соответствии с определениями принципов резервирования, независимости и разнообразия, согласно НП 001-15 [1], является повышение их надежности, то ввиду высокой надежности строительных конструкций реакторного здания дополнительных мер по защите их элементов от отказа по общим причинам не требуется.

Список литературы

1. НП 001-15. Федеральные нормы и правила в области использования атомной энергии. Общие положения обеспечения безопасности атомных станций [интернет]. Москва; 2016. Режим доступа: <https://files.stroyinf.ru/Data2/1/4293756/4293756900.pdf>.
2. РБ 100-15. Руководство по безопасности при использовании атомной энергии. Рекомендации по порядку выполнения анализа надежности систем и элементов атомных станций, важных для безопасности, и их функций [интернет]. Москва; 2015. <https://ohranatruda.ru/upload/iblock/ea5/4293766033.pdf>.
3. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с Изменением № 1). Москва: Минстрой России; 2015.
4. Лычев А.С. Надежность строительных конструкций. Москва: Издательство АСВ, 2008.
5. ГОСТ Р 52544-2006. Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. Москва: Стандартинформ; 2006.
6. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. Москва: Стандартинформ; 2018.
7. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений. Федеральный закон 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ [интернет]. Режим доступа: <https://normativ.kontur.ru/document?moduleId=1&documentId=475858>.

References

1. NP 001-15. Federal norms and rules in the field of atomic energy use "General provisions for ensuring the safety of nuclear power plants [internet]. Moscow; 2016. Available at: <https://files.stroyinf.ru/Data2/1/4293756/4293756900.pdf>. (In Russian).
2. RB 100-15. Safety Guide for the Use of Atomic Energy "Recommendations on the Procedure for Performing Reliability Analysis of Systems and Elements of Nuclear Power Plants Important to Safety and Their Functions. [internet]. Moscow; 2015. Available at: <https://ohranatruda.ru/upload/iblock/ea5/4293766033.pdf>. (In Russian).
3. SP 63.13330.2012. Concrete and won concrete construction. Design requirements. Updated version of SNiP 52-01-2003 (with Amendment No. 1). Moscow: The Ministry of Construction of Russia; 2015. (In Russian).
4. Lychev A.S. Reliability of building structures. Moscow: ASV Publ., 2008. (In Russian).
5. State Standard R 52544-2006. Weldable deformed reinforcing rolled products of A500C and B500C classes for reinforcement of concrete constructions. Specifications. Moscow: Standartinform Publ.; 2006. (In Russian).
6. SP 20.13330.2016. Loads and actions. Updated version of SNiP 2.01.07-85*. Moscow: Standartinform Publ.; 2018. (In Russian).
7. Federal Law of December 30, 2009 No. 384 "Technical Regulations on the Safety of Buildings and Structures" [internet]. Available at: <https://normativ.kontur.ru/document?moduleId=1&documentId=475858>. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Роман Васильевич Юрев, канд. техн. наук, заместитель директора по обоснованию безопасности-начальник управления, АО «Атомэнергопроект», Москва
e-mail: yurev_rv@aep.ru

Roman V. Yuryev, Cand. Sci. (Engineering), Deputy Director for Safety Justification, Head of Department, JSC Atomenergoproekt, Moscow
e-mail: yurev_rv@aep.ru

Дмитрий Валентинович Иванов, главный инженер, АО «Атомэнергопроект», Москва
e-mail: ivanov_dv@aep.ru

Dmitriy V. Ivanov, Chief Engineer, JSC Atomenergoproekt, Moscow
e-mail: ivanov_dv@aep.ru

Юрий Михайлович Грошев[✉], канд. техн. наук, главный специалист, АО «Атомэнергопроект», Москва
e-mail: Groshev_YM@aep.ru

Yuriy M. Groshev[✉], Cand. Sci. (Engineering), Lead Specialist, JSC Atomenergoproekt, Moscow
e-mail: Groshev_YM@aep.ru

[✉]Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-121-143](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-121-143)
УДК 624.139.6

EDN: QXJCHP

УПРАВЛЕНИЕ ТЕПЛОВЫМИ ПРОЦЕССАМИ В КРИОЛИТОЗОНЕ НА ОСНОВЕ ПРИМЕНЕНИЯ ТЕРМОСТАБИЛИЗАТОРОВ

А.Г. АЛЕКСЕЕВ^{1,2,✉}, д-р техн. наук
А.В. БРУШКОВ³, д-р геол.-минерал. наук
С.В. БАДИНА³, канд. георгаф. наук
С.Н. БУЛДОВИЧ³, канд. геол.-минерал. наук
Д.С. ДРОЗДОВ^{4,5}, д-р геол.-минерал. наук
В.А. ДУБРОВИН⁶, канд. геол.-минерал. наук
М.Н. ЖЕЛЕЗНЯК⁷, д-р геол.-минерал. наук
О.В. ЛИ⁸, канд. физ.-мат. наук
М.Р. САДУРТДИНОВ⁴, канд. техн. наук
Д.О. СЕРГЕЕВ⁹, канд. геол.-минерал. наук
А.Б. ОСОКИН¹⁰, канд. геол.-минерал. наук
С.Н. ОКУНЕВ¹¹, канд. техн. наук
Н.А. ОСТАРКОВ¹²
Р.Ю. ФЕДОРОВ⁴, д-р ист. наук
Л.Н. ХРУСТАЛЕВ³, д-р техн. наук
А.А. ПАНКРАТОВ¹³, канд. экон. наук
Е.А. КОЛОБОВА¹⁴

¹ АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, г. Москва, 109428, Российская Федерация

² ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), Ярославское шоссе, д. 26, г. Москва, 129337, Российская Федерация

³ Московский государственный университет имени М.В. Ломоносова, Ленинские горы, д. 1, г. Москва, 119991, Российская Федерация

⁴ Институт криосферы Земли ТюмНЦ СО РАН, ул. Малыгина, д. 86, г. Тюмень, 625026, Российская Федерация

⁵ Российский государственный геологоразведочный университет имени Серго Орджоникидзе, ул. Миклухо-Маклая, д. 23, г. Москва, 117997, Российская Федерация

⁶ Центр государственного мониторинга состояния недр и региональных работ ФГБУ «Гидроспецгеология», ул. Маршала Рыбалко, д. 4, г. Москва, 123060, Российская Федерация

⁷ Институт мерзлотоведения им. П.И. Мельникова СО РАН, ул. Мерзлотная, д. 36, г. Якутск, 677010, Российская Федерация

⁸ Томский государственный архитектурно-строительный университет (ТГАСУ), пл. Соляная, д. 2, г. Томск, 634003, Российская Федерация

⁹ Институт геоэкологии им. Е.М. Сергеева РАН, Уланский пер., д. 13, стр. 2, г. Москва, 101000, Российская Федерация

¹⁰ ООО «Газпром добыча Надым», ул. Пионерская, д. 14, г. Надым, 629730, Российская Федерация

¹¹ ООО НПО «Фундаментстройаркос», ул. Новаторов, д. 12, г. Тюмень, 625014, Российская Федерация

¹² Министерство Российской Федерации по развитию Дальнего Востока и Арктики, Большой Могильцевский пер., д. 7, стр. 2, г. Москва, 119002, Российская Федерация

¹³ Московский государственный институт международных отношений (университет) МИД Российской Федерации (МГИМО), Институт международных исследований, пр. Вернадского, д. 76, г. Москва, 119454, Российская Федерация

¹⁴ ООО «НИПИИ «Фундаментпроект», Волоколамское ш., д. 1, стр. 1, г. Москва, 125080, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Современное изменение климата приводит к изменению температуры многолетнемерзлых грунтов, что оказывает значительное влияние на состояние оснований зданий и сооружений как гражданского, так и промышленного назначений. Это может привести к их деформации и разрушению. Деградация вечной мерзлоты, в настоящее время и в пределах 15–20-летней перспективы, требует усовершенствования технологий управления тепловым режимом и дополнительного охлаждения грунтов оснований, используемых по I принципу строительства на вечномерзлых грунтах.

Цель. Рассмотреть различные механизмы термостабилизации мерзлых грунтов криолитозоны, принципы их действия и примеры применения в различных климатических условиях.

Результаты. Рассмотрены принципы действия отечественных и зарубежных термостабилизаторов, основные недостатки и преимущества современных технологий охлаждающих устройств. Дана оценка спроса и предложения термостабилизаторов на российском рынке. Обоснована необходимость единого подхода их использования в криолитозоне.

Выводы. Для геотехнических расчетов необходимы однозначные сценарии для конкретных небольших климатических районов. Кроме того, нет справочных данных о температуре грунтов, которые нужны для проектирования и контроля состояния зданий и сооружений. Термосифонные фундаменты, успешно проработавшие более 40 лет, в ближайшее время станут бесперспективными ввиду потепления климата. Существует необходимость в разработке и принятии строительных правил по возведению термосифонного фундамента, которые касаются его проектирования, строительства и эксплуатации.

Ключевые слова: многолетнемерзлые породы, криолитозона, Арктика, сезонно охлаждающие устройства (СОУ), охлаждение грунтов, тепловые процессы, термостабилизатор, термосифон

Для цитирования: Алексеев А.Г., Брушков А.В., Багина С.В., Булдович С.Н., Дроздов Д.С., Дубровин В.А., Железняк М.Н., Ли О.В., Садуртдинов М.Р., Сергеев Д.О., Осокин А.Б., Окунев С.Н., Остарков Н.А., Федоров Р.Ю., Хрусталева Л.Н., Панкратов А.А., Колобова Е.А. Управление тепловыми процессами в криолитозоне на основе применения термостабилизаторов. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2025;46(3):121–143. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-121-143](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-121-143)

Вклад авторов

Авторы берут на себя ответственность за все аспекты работы над статьей. Количество авторов статьи обусловлено обобщением эпирических данных всех указанных исследователей и большим объемом проделанной общей работы над статьей.

Финансирование

Работа выполнена в рамках государственного задания Института геоэкологии им. Е.М. Сергеева РАН № 1022061500209-6-151 FMWM-2025-0003/122022400105-9; государственной бюджетной темы научно-исследовательской работы НИЛ геоэкологии Севера географического факультета МГУ имени М.В. Ломоносова «Эволюция, современное состояние и прогноз развития береговой зоны Российской Арктики», № 121051100167-1; государственных заданий Института криосферы Земли ТюмНЦ СО РАН № FWRZ-2021-0012 и № FWRZ-2021-0005.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 26.05.2025

Поступила после рецензирования 22.07.2025

Принята к публикации 24.07.2025

THERMAL MANAGEMENT IN THE CRYOLITE ZONE USING THERMAL STABILIZERS

A.G. ALEKSEEV^{1,2,✉}, Dr. Sci. (Engineering)
 A.V. BROUCHKOV³, Dr. Sci. (Geology and Mineralogy)
 S.V. BADINA³, Cand. Si. (Geography)
 S.N. BULDOVICH³, Cand. Sci. (Geology and Mineralogy)
 D.S. DROZDOV^{4,5}, Dr. Sci. (Geology and Mineralogy)
 V.A. DUBROVIN⁶, Cand. Sci. (Geology and Mineralogy)
 M.N. ZHELEZNYAK⁷, Dr. Sci. (Geology and Mineralogy)
 O.V. LEE⁸, Cand. Sci. (Physics and Mathematics)
 M.R. SADURTDINOV⁴, Cand. Sci. (Engineering)
 D.O. SERGEEV⁹, Cand. Sci. (Geology and Mineralogy)
 A.B. OSOKIN¹⁰, Cand. Sci. (Geology and Mineralogy)
 S.N. OKUNEV¹¹, Cand. Sci. (Engineering)
 N.A. OSTARKOV¹²
 R.Yu. FEDOROV⁴, Dr. Sci. (History)
 L.N. KHRUSTALEV³, Dr. Sci. (Engineering)
 A.A. PANKRATOV¹³, Cand. Sci. (Economics)
 E.A. KOLOBOVA¹⁴

¹ JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, Moscow, 109428, Russian Federation

² Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Yaroslavskoye Shosse, 26, Moscow, 129337, Russian Federation

³ Lomonosov Moscow State University, Leninskie Gory, 1, Moscow, 119991, Russian Federation

⁴ Earth Cryosphere Institute, Tyumen Scientific Centre SB RAS, Malygina str., 86, Tyumen, 625026, Russian Federation

⁵ Sergo Ordzhonikidze Russian State University for Geological Prospecting, Miklukho-Maklaya str., 23, Moscow, 117997, Russian Federation

⁶ Gidropetsgeologiya, Marshalla Rybalko str., 4, Moscow, 123060, Russian Federation

⁷ Melnikov Permafrost Institute SB RAS, Merzlotnaya str., 36, Yakutsk, 677010, Russian Federation

⁸ Tomsk State University of Architecture and Building, Solyanaya sq., 2, Tomsk, 634003, Russian Federation

⁹ Sergeev Institute of Environmental Geoscience RAS, Ulanskiy lane, 13, bld. 2, Moscow, 101000, Russian Federation

¹⁰ LLC Gazprom Dobycha Nadym, Pionerskaya str., 14, Nadym, 629730, Russian Federation

¹¹ SPA Fundamentstoyarkos, Novatorov str., 12, Tyumen, 625014, Russian Federation

¹² Ministry of the Russian Federation for the Development of the Far East and the Arctic, Bolshoy Mogiltsevskiy lane, 7, bld. 2, Moscow, 119002, Russian Federation

¹³ Moscow State Institute of International Relations (MGIMO University), Institute for International Studies, Vernadsky ave., 76, Moscow, 119454, Russian Federation

¹⁴ LLC Fundamentproekt, Volokolamskoye highway, 1, bld. 1, Moscow, 125080, Russian Federation

Abstract

Introduction. Contemporary climate change is causing changes in the temperature of permafrost soils. These changes significantly affect the condition of the foundations of civil and industrial buildings and structures leading to their deformation and destruction. The degradation of permafrost currently occurring and expected to continue over the next 15–20 years requires improvements in thermal management technologies and additional cooling of foundation soils used in Principle 1 (or the Passive method) for construction on permafrost soils.

Aim. To examine various methods for thermal stabilization of frozen soils in cryolite zones, the operation principles of these methods, along with examples of their application in diverse climatic conditions.

Results. The operating principles of domestic and foreign thermal stabilizers are considered. The key strengths and weaknesses of modern cooling device technologies are analyzed. Demand and supply for thermal stabilizers on the Russian market are assessed. A unified approach to their use in cryolite zones is justified.

Conclusions. Geotechnical calculations require clear scenarios for specific small climatic regions. Additionally, reference data on soil temperatures, which are essential for designing and monitoring buildings and structures, are unavailable. Although thermosyphon foundations have been used successfully for over 40 years, they could soon become obsolete due to global warming. Therefore, technical regulations for the construction of thermosyphon foundations should be developed and adopted. These regulations would cover the design, construction, and operation of thermosyphon foundations.

Keywords: permafrost, cryolite zone, Arctic, seasonal cooling devices (SCD), soil cooling, thermal processes, thermal stabilizer, thermosyphon

For citation: Alekseev A.G., Brouchkov A.V., Badina S.V., Buldovich S.N., Drozdov D.S., Dubrovin V.A., Zheleznyak M.N., Lee O.V., Sadurtdinov M.R., Sergeev D.O., Osokin A.B., Okunev S.N., Ostarkov N.A., Fedorov R.Yu., Khrustalev L.N., Pankratov A.A., Kolobova E.A. Thermal management in the cryolite zone using thermal stabilizers. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2025;46(3):121–143. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-121-143](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-121-143)

Authors contribution statement

Authors take responsibility for all aspects of the paper. The number of authors of the article is due to the generalization of empirical data from all the indicated researchers and the large volume of general work done on the article.

Funding

The work was carried out as part of the state assignment of Sergeev Institute of Environmental Geoscience RAS No. 1022061500209-6-151 FMWM-2025-0003/122022400105-9; the state budget research project “Evolution, current state and forecast of development of the coastal zone of the Russian Arctic” of the Laboratory of Geoecology of the North, Faculty of Geography, Lomonosov Moscow State University, No. 121051100167-1; State assignments of Earth Cryosphere Institute of the Tyumen Scientific Centre SB RAS No. FWRZ-2021-0012 and No. FWRZ-2021-0005.

Conflict of interest

Authors declare no conflict of interest.

Received 26.05.2025

Revised 22.07.2025

Accepted 24.07.2025

Введение

Современное потепление климата, особенно в высоких широтах, вызывает интерес не только ученых и специалистов в области климатологии, геокриологии, строительной индустрии, недропользования и других науках, но и на производстве, а также у органов власти из-за ряда хозяйственных и социальных последствий. В Арктике изменения климата проявляются как повышением температуры воздуха, так и увеличением количества атмосферных осадков, особенно в зимний период. Возрастание мощности снежного покрова обуславливает дополнительное отепляющее влияние на вечную мерзлоту.

На Европейском Севере в тундре в результате климатических изменений за период 1984–2019 гг. среднегодовая температура многолетнемерзлых пород (ММП) на глубине

10 м повысилась на 1,0–1,5 °C и составляет в настоящее время от минус 0,5 до минус 1 °C. Южная граница распространения мерзлоты за период потепления сместилась к северу на 30–40 км в Печорской низменности и до 80 км – на равнинах Приуралья. В северной тайге Западной Сибири и лесотундре на широте 65°–66° в условиях островного и прерывистого распространения ММП среднегодовая температура грунтов повысилась в среднем на 1–2 °C и во многих точках наблюдений стала близка к 0 °C. В зоне типичной тундры Западной Сибири (68°–71° с. ш.), по данным более чем 40-летних наблюдений, на Ямале повышение температуры ММП на глубине 10 м происходило в среднем со скоростью 0,05 °C/год. В последние 20 лет темпы повышения среднегодовой температуры ММП возросли и изменялись в различных природно-территориальных комплексах от 0,07 до 0,11 °C/год. В естественных условиях среднегодовая температура ММП изменяется от минус 3,5 до минус 6,0 °C. На застроенных территориях эта температура в среднем на 1,0–1,5 °C выше. В Арктической зоне Восточной Сибири и на Чукотке наблюдается различный рост среднегодовой температуры грунтов. Тренд наибольшего повышения температуры мерзлых толщ за период наблюдений с 1985 года отмечен в западной части Восточной Сибири – 0,44 °C/10 лет. В центральном секторе этого региона он составил 0,31 °C/10 лет. Наименьший тренд повышения температуры ММП зафиксирован в Чукотском секторе Арктической зоны – 0,20 °C/10 лет [1].

Изменения температуры грунтов оказывают значительное влияние на состояние оснований зданий и инженерных сооружений гражданского и промышленного назначений. Изменения температуры ММП выше предельно допустимых значений вызывают осадки сооружений при оттаивании грунтов оснований, а также деформации малонагруженных фундаментов под действием сил морозного пучения. ММП деградируют как при природных изменениях граничных условий тепло- и влагообмена, так и при эксплуатации зданий и инженерных сооружений с тепловыделением. При этом, в отличие от затухающего характера деформаций немерзлых оснований, деформации сооружений на мерзлых грунтах могут возрастать во времени. Отмеченные тенденции климатических изменений, вероятно, будут сохраняться на протяжении значительной части XXI века, что подтверждают модели глобального климата (Пятый оценочный доклад МГЭИК). Деградация вечной мерзлоты, в настоящее время и в пределах 15–20-летней перспективы, требует совершенствования технологий управления тепловым режимом и дополнительного охлаждения грунтов оснований, используемых по I принципу строительства на вечномерзлых грунтах.

Принцип действия термостабилизаторов, отечественные и зарубежные примеры их применения

Термосифон, или термостабилизатор грунта (ТСГ), – сезонно-охлаждающая установка (СОУ) в виде трубы, действующая по принципу естественной циркуляции теплоносителя (сначала использовался керосин, позднее – углекислота или аммиак) за счет сезонных изменений температуры на поверхности. Используется металлическая герметично запаянная, заправленная хладагентом трубка диаметром от 36 до 57 мм, длиной от 6 до 10 м и более, состоящая из конденсатора с оребрением (надземной части длиной в пределах 1,0–2,5 м) и испарителя (подземной части длиной от 5 до 9 м и более). ТСГ обеспечивают эффективное понижение температуры грунтов до нескольких градусов, в зависимости от климатических условий (в морском климате меньше), но на небольшом расстоянии, в радиусе

до 1,5–2,0 м, и требуют значительного времени (до нескольких лет) для того, чтобы это понижение температуры основания произошло. При их применении следует учесть возможное развитие деформаций пучения, которые могут развиваться и в мерзлых грунтах при их охлаждении.

Способ обеспечения устойчивости сооружений путем промораживания грунтов основания в процессе строительства и эксплуатации, являющийся вариантом применения I принципа, разработан Л.Н. Хрустальевым и Ю.А. Александровым для условий Воркуты, то есть области распространения ММП несливающегося типа, при котором кровля мерзлых грунтов разобщена со слоем сезонного промерзания [2].

После возведения фундаментов симметрично относительно фундамента устанавливают охлаждающие установки и монтируют вентилируемое подполье и надфундаментные конструкции. Со временем происходит полное промерзание грунтов основания с сохранением устойчивости фундамента, поскольку образующиеся вокруг охлаждающих установок ледо-грунтовые цилиндры заземляют фундамент и не дают ему перемещаться под действием сил пучения. Нарушение симметрии при установке охлаждения может привести к обратному эффекту – пространственному перемещению фундамента и деформации здания. Сваи – наиболее широко используемые фундаменты для зданий и некоторых линейных сооружений (железных дорог и трубопроводов) в районах вечной мерзлоты [3, 4]. Сейчас все большее распространение получают термосваи – сваи, сконструированные таким образом, что они одновременно служат термосифонами. Простота конструкции и пассивное управление делают термосифон более популярным в мире, чем любые другие теплообменные устройства. За прошедшие годы было проведено множество экспериментов по изучению работоспособности ТСГ с использованием различных хладагентов, в том числе наножидкостей. Применение наножидкостей оказалось эффективным из-за улучшения характеристик термосифона за счет его теплофизических свойств и явления кипения [5]. Производство термосифонов развивалось независимо в 1950-х годах на Аляске и в России.

Сегодня существует несколько типов ТСГ: 1) термозонд – вертикальная термосифонная трубка, которая сохраняет грунт вокруг трубки мерзлым; 2) термосвая (термобатарея) – свая со встроенным термосифоном, предназначенная для выдерживания нагрузки, например опоры трубопровода; 3) глубинный термосифон – длинная (до 100 метров) термосифонная трубка увеличенного диаметра, этот тип термосифонов применяется при замораживании грунта на большой глубине, например для поддержания мерзлых условий в плотинах с мерзлым ядром; 4) наклонно-термосифонный фундамент, предназначенный для установки труб испарителя с уклоном 5%, в этом случае можно прокладывать наклонные трубы испарителя прямо под зданиями; 5) термосифонный фундамент в виде петли (LTF), он устанавливается горизонтально на ровное подготовленное основание, в этом случае фундаментная плита устанавливается на гравийную подушку, закрывающую изоляцию и трубы испарителя; 6) гибридный термосифонный фундамент с плоской петлей, он включает в себя до 30 соединенных между собой вертикальных трубок испарителя рядом с горизонтальными трубками испарителя.

По принципу работы ТСГ разделяют на конвективные (газовые, жидкостные и газожидкостные) и испарительные (двухфазные). Современные ТСГ используют эффективные хладоносители – аммиак или диоксид углерода. Керосин и фреоны (обычно R22) использовать не рекомендуется, так как первый пожароопасен и не экологичен, а вторые запрещены из-за их озоноразрушающих свойств.

В России термостабилизаторы используют в гражданском, гидротехническом строительстве (создание противофильтрационных завес), реконструкции линейных сооружений (автомобильные и железные дороги, трубопроводы) и других сферах. Они применялись на крупнейших нефтяных и газовых месторождениях России – Заполярном, Ванкорском, Харасавейском, Бованенковском НГКМ, Варандейском нефтеотгрузочном терминале, Юбилейном газовом месторождении и т. д. Так, на большинстве объектов Заполярного НГКМ были применены сезоннодействующие термостабилизаторы с одним вертикальным конденсатором. Эта модель термостабилизаторов использовалась для охлаждения грунтов под сооружениями с вентилируемыми подпольями высотой более 1 м, а также у опор эстакад трубопроводов. На участках, отличающихся повышенной снегозаносимостью, длина надземной части термостабилизатора может увеличиваться до 2,5 м и более.

Большое распространение получили вертикальные двухфазные естественно-конвективные термосифоны малого диаметра (25–40 мм) с испарителем длиной до 10–15 м и оребренным конденсатором длиной, как правило, до 1,5 м. Указанные СОУ позволяют автономно (без подвода энергии) осуществлять промораживание грунта в холодное время года. На рис. 1 показаны индивидуальные СОУ, осуществляющие термостабилизацию грунта вдоль трассы нефтепровода «Ванкор – Пурпе».

Более сложные системы, также работающие по принципу термосифонов, – горизонтальные и вертикальные естественно действующие трубчатые системы («ГЕТ» и «ВЕТ»). Такие системы применяются, как правило, при необходимости термостабилизации грунтов под сооружениями большой площади или под группами зданий. Указанные системы изобретены в России [6] и имеют два отличия от известных термостабилизаторов: они прямоточные и напорные (жидкость и пар движутся в одном направлении под гидравлическим напором). Их принципиальная схема показана на рис. 2.

Они состоят из испарителя, расположенного горизонтально под землей, конденсатора и накопителя, расположенных вертикально на определенной высоте над землей, и гидравлического затвора, расположенного под накопителем. Часть накопителя заполнена жидким хладагентом. Зимой хладагент в испарителе превращается в пар, который движется только в сторону конденсатора, ибо обратному движению пара препятствует гидравлический затвор. Освободившийся объем заполняется жидким хладагентом, поступающим из накопителя



Рис. 1. Магистральный нефтепровод «Ванкор – Пурпе» [фото Фундаментстройаркос, сайт: <https://www.npo-fsa.ru/>]
Fig. 1. Vankor–Purpe oil pipeline [photo by Fundamentstroyarkos, website: <https://www.npo-fsa.ru/>]

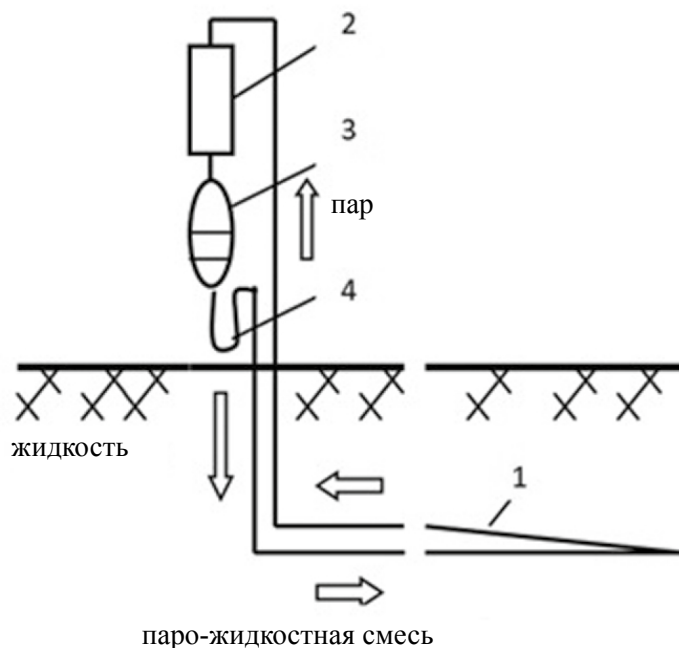


Рис. 2. Схема работы горизонтального, прямоточного, напорного, парожидкостного термосифона (система ГЕТ):
 1 – испаритель; 2 – конденсатор; 3 – накопитель; 4 – гидравлический затвор

Fig. 2. Operation diagram of a horizontal, direct-flow, pressure, steam-liquid thermosiphon (horizontal piping, or GET, system): 1 – evaporator; 2 – condenser; 3 – accumulator; 4 – hydraulic seal

под действием гидравлического напора. По мере движения жидкого хладагента он испаряется и к конденсатору поступает в виде пара, где конденсируется и стекает в накопитель. Летом и зимой в оттепель конденсации пара не происходит, система самопроизвольно запирается. Прямоточное движение хладагента существенно уменьшает внутреннее гидродинамическое сопротивление термосифона, что в сочетании с напором позволяет довести длину подземного теплообменника (испарителя) до 800 м. Большая длина испарителя требует развитого конденсатора, который изготавливается в виде нескольких радиаторов, собранных в один блок. К конденсаторному блоку подключается от одного до пяти испарителей. Система прямоточных термосифонов позволяет охлаждать большие по ширине площади застройки.

Эта конструкция позволяет купировать многие негативные последствия климатических аномалий (снежные отложения) и хозяйственной деятельности (утечки воды и пр.) (рис. 3). Конструктивно охлаждающая подсыпка состоит из четырех элементов: песчаная насыпь, система горизонтальных парожидкостных термосифонов, укладываемая у подошвы насыпи, теплоизолятор, укладываемый у поверхности насыпи (последний может отсутствовать), и защитный слой. Мощность песчаной насыпи и толщина теплоизолятора подбираются из условия – подошва сезонного оттаивания грунтов всегда должна находиться в теле насыпи.

В целом положительный опыт применения ТСГ в России показывает, что встречаются проблемы, связанные с: а) недостаточным обоснованием их применения, отсутствием соответствующих теплотехнических расчетов, некачественными инженерными изысканиями; б) слишком ранним использованием оснований, до момента достаточного их охлаждения с помощью ТСГ; в) морозным пучением, возникающим при охлаждении грунтов



Рис. 3. Система ГЕТ на Ванкорском нефтегазовом месторождении (фото С.Н. Окунева)

Fig. 3. The horizontal piping system (GET system) at the Vankor oil and gas field (photo by S.N. Okunev)

ТСГ; г) некачественными материалами или изготовлением ТСГ, а также их повреждением при строительстве или эксплуатации.

ТСГ широко использовались за рубежом на дорогах, мостах, взлетно-посадочных полосах аэропортов и т. д. На арктических месторождениях ТСГ используются с 1970-х годов, наиболее известным примером являются вертикальные опорные элементы Трансаляскинского нефтепровода. Там в каждую свайную опору надземной трассы установлено два термосифона, работающих независимо друг от друга, что можно считать успешным опытом, учитывая небольшое число отказов. Всего около 124 000 термосифонов было использовано в Трансаляскинском трубопроводе в период с 1974 по 1977 год. Первые термосифонные устройства за рубежом устанавливались вертикально, а затем, в 1978 году, ТСГ были использованы для охлаждения земляного полотна под конструкцией с плитой на грунте. В 1980-х годах ТСГ использовались для пассивного охлаждения под обогреваемыми резервуарами, что устраняло необходимость в активных системах охлаждения. В 1990-х годах для ТСГ был разработан петлевой испаритель. В 2000-х годах ТСГ начали использовать для решения проблем вокруг устьев нефтяных скважин. Однако, поскольку термосифоны работают только зимой, избежать образования талика вокруг добывающей скважины в принципе невозможно, а следовательно, и купировать его воздействие на колонну труб, если только не применять ТСГ, совмещенные с машинным охлаждением. Исследования за рубежом показывают, что недостаточная устойчивость зданий, где применялись ТСГ, связана с: а) плохой конструкцией отсыпок, где засоряются испарители; б) ненадлежащими конструктивными деталями; в) ненадежной конструкцией изоляции. ТСГ успешно применялись на шахте «Гигант» в Йеллоунайфе, сооружениях аэропорта Икалуита, ряде объектов там же и других сооружениях в Канаде. Ниже приведены некоторые примеры из реализованных за рубежом проектов, где возникали проблемы.

Приют для несовершеннолетних правонарушителей расположен в сложных грунтовых условиях, а строительство велось в ускоренном режиме. Площадка для термосифонов была наклонной, подстилалась торфом и льдистыми грунтами, происходило ее увлажнение, что привело к протаиванию и значительной осадке зданий. Чтобы повторно заморозить талый грунт, были установлены дополнительные радиаторы. Основание было заморожено через 3 года. В общественном центре в Инувике внутренние бетонные опоры и стены

по периметру позволяли передавать тепло через бетон к фундаменту, охлаждение ТСГ было недостаточным. В результате произошла значительная осадка здания из-за повышения температуры в основании. В больнице в Инувике поставщик поставил дефектные трубы, которые начали протекать после начала эксплуатации. Кроме того, контроль дренажа поверхностных вод не предусматривался. Вода снаружи проникла в подсыпку, где она замерзала зимой, что привело к пучению грунтов и деформации полов цокольного этажа.

Полевые наблюдения китайских коллег показывают, что ТСГ способны охлаждать и замораживать грунт вокруг нефтепровода Россия-Китай (CRCOP), обеспечивая устойчивость трубопровода. ТСГ снижали среднегодовую температуру грунтов примерно в 2 и 1,4 раза при увеличении длины секции испарителя на 50% и уменьшении продольного расстояния на 0,5 м соответственно. ТСГ дают неудовлетворительный охлаждающий эффект в льдистых и высокотемпературных грунтах вдоль трассы CRCOP. Ряд нефтепроводов пострадал при деградации вечной мерзлоты и деформациях грунта, например трубопровод Норман Уэллс в Канаде, Трансаянский трубопровод в США, нефтепровод Восточная Сибирь-Тихий океан (ВСТО) в России, трубопровод Инувика в Канаде и нефтепровод Россия-Китай (CRCOP).

В Китае термосифоны использовались в регионах вечной мерзлоты для обеспечения устойчивости насыпей [7], фундаментов опор линий электропередач [8] и туннелей. Были исследованы охлаждающий эффект и факторы, влияющие на термосифон, такие как рабочая жидкость, степень наполнения, удлинение, соотношение длин, угол наклона и неконденсирующийся газ. Между тем некоторые исследования были сосредоточены на повышении эффективности теплопередачи термосифона с использованием наножидкостей, водоотталкивающих покрытий на поверхностях конденсатора и пористых покрытий на испарителе.

В КНР с целью исследования повреждений и состояния вечной мерзлоты под насыпью Цинхай-Тибетского шоссе (QTH) был выбран участок K2952–K2953, считающийся типичным. Строительство насыпи на этом участке с применением ТСГ стабилизировало состояние вечной мерзлоты. Там, где термосифоны отсутствовали, наблюдалась локальная деградация мерзлоты, глубина ее кровли достигала около 6 м (рис. 4). Хотя ТСГ играют заметную роль в подъеме кровли вечной мерзлоты, они не всегда справляются там, где залегает высокотемпературная мерзлота с высоким содержанием льда.

Основные недостатки и перспективы применения новых технологий охлаждающих устройств в связи с изменением климата

Недостатком двухфазных ТСГ является их высокая чувствительность к потере герметичности, что приводит к выходу термосифона из строя. Другим недостатком ТСГ является сезонность их действия. Летом полученный зимой охлаждающий эффект отсутствует, и температура грунта возвращается к исходному значению. В последние годы появилась идея создать аккумулятор холода зимой, который можно использовать летом для поддержания достигнутого зимой температурного режима грунта. В качестве аккумулятора может служить лед, оттаивающий при отрицательной температуре. Емкость, заполненная таким льдом, называется зеротером. Предлагается разместить зеротер в нижней части конденсатора и его теплоизолировать [9]. Конструкция такого термосифона показана на рис. 5.

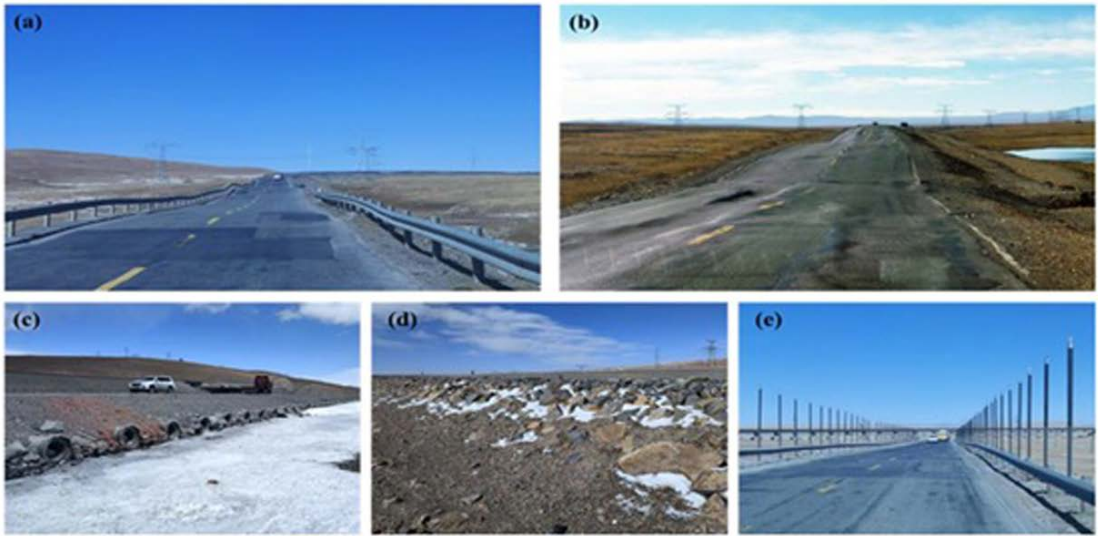


Рис. 4. Цинхай-Тибетское шоссе QTH: (a) и (b) – деформации покрытия; (c) – вентилируемая насыпь; (d) – каменная наброска; (e) – термосифоны вдоль дороги [E. Yarmak [9]]

Fig. 4. Qinghai-Tibet Highway: (a) and (b) – road surface deformation; (c) – ventilated embankment; (d) – rock fill; (e) – thermosyphons along the road [E. Yarmak [9]]

Другим способом создать круглогодично работающий ТСГ является использование искусственного источника энергии в летний период. Одним из таких решений является предложенный институтом «Фундаментпроект» ТСГ с электрической насадкой [11]. Насадка крепится на конденсаторе и охлаждает его за счет эффекта Пельтье, позволяющего получать охлаждающий эффект при прохождении электрического тока через полупроводниковый модуль. Полупроводниковые модули имеют мощность от 1 до 50 ватт и создают температурный перепад охлаждения около 7°C . Модуль предполагается подключать к автономному (солнечной батарее, ветровой установке) или сетевому источнику энергоснабжения (рис. 6).

Замена вентилируемых подполий на систему труб испарителя термосифона, прокладываемых под зданием, например по типу системы ГЕТ, приводит к снижению надежности охлаждающей системы, поскольку она становится неремонтопригодной, по крайней мере та часть, которая находится в основании здания. Эту проблему можно решить, используя резервирование, которое позволяет из малонадежных элементов создавать высоконадежные системы, если охлаждающую систему дублировать. Но возникает еще одна проблема, которая дублированием не решается. Срок амортизации стальных труб испарителя короче, чем срок амортизации здания, под которым они расположены, что предполагает замену испарителя в процессе эксплуатации здания. Так, например, срок амортизации капитального жилого здания составляет 80 лет, установлен Приказом Минкомразвития от 07.06.2016 № 358, а уложенных в землю стальных труб, из которых изготавливается испаритель термосифона, – 25 лет [12]. Чтобы исключить замену испарителя, нужны трубы, соизмеримые по долговечности с самим зданием, например из полиэтилена. Их срок амортизации составляет 100 лет (Приказ Минстроя России от 21.12.2023 № 960). Есть и еще одна проблема – отсутствие нормативного документа и практического пособия на проектирование,

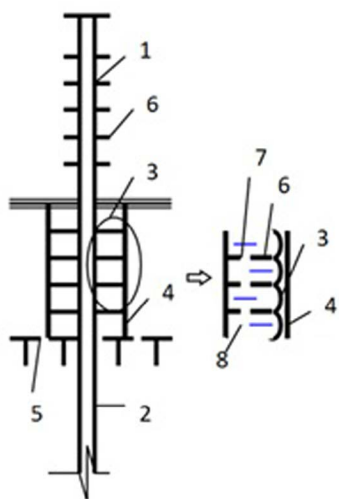


Рис. 5. Противоточный термосифон круглогодичного действия: 1 – конденсатор; 2 – испаритель; 3 – эластичная емкость с жидкостью, замерзающей при отрицательной температуре (зеротер); 4 – теплоизолированная жесткая оболочка зеротера; 5 – подошва слоя сезонного оттаивания грунта; 6 – оребрение; 7 – отверстия в оребрении; 8 – жидкость, замерзающая при отрицательной температуре

Fig. 5. Counterflow thermosyphon for continuous operation: 1 – condenser; 2 – evaporator; 3 – flexible tank with liquid that freezes at sub-zero temperatures (zerotherm); 4 – thermally insulated rigid shell of the zerotherm; 5 – base of the seasonal soil thaw layer; 6 – finning; 7 – holes in the finning; 8 – liquid that freezes at sub-zero temperatures



Рис. 6. Противоточный термосифон с электрической насадкой на конденсаторе (фото М.А. Минкина)

Fig. 6. Counterflow thermosyphon with electric nozzle on the condenser (photo by M.A. Minkin)

строительство и эксплуатацию термостабилизаторов. Вследствие этого иногда используют ТСГ неправильно, подвергая опасности устойчивость здания. Например, при возведении здания на вечномёрзлых грунтах несליвающегося типа замораживание талого слоя производили с помощью ТСГ в процессе эксплуатации здания, подвергая последнее опасности из-за сил пучения. Именно это произошло, в частности, со зданием спорткомплекса в Якутске и с некоторыми другими объектами.

Другим способом охлаждения является использование аммиачно-рассольной установки с насосом. Установка состоит из двух контуров. Аммиачный контур (охладитель) находится внутри холодильной машины, рассольный контур проходит через испаритель холодильной машины и через конденсаторный блок системы ГЕТ, в котором за счет прокачки рассола циркуляционным насосом в летний период поддерживается низкая отрицательная температура. Совмещение ТСГ с искусственным охлаждением будет иметь большое значение в будущем, когда естественное охлаждение в связи с глобальным потеплением станет неэффективным или вовсе бесполезным. Дело в том, что в настоящее время практически все естественные охлаждающие системы (ТСГ, вентилируемые подполья, трубы и каналы) для охлаждения грунтов используют низкую отрицательную температуру атмосферного воздуха в зимнее время. С потеплением климата температура атмосферного воздуха повышается, в основном

в зимнее время. И наступит время, когда эти системы охлаждения перестанут обеспечивать охлаждение основания. Это приведет к массовым деформациям сооружений на многолетнемерзлых грунтах, если к этому времени не будет альтернативы естественному охлаждению. Важно знать, когда это произойдет. Для чего необходимо иметь надежный прогноз, геотехнический стандарт климатического потепления. Большинство известных сценариев климатического потепления для этого не совсем подходят, ибо они многозначны и распространяются на большие территории. Для геотехнических расчетов нужны однозначные сценарии для конкретных, относительно небольших климатических районов. В определенной мере этому требованию соответствует сценарий авторетроспективного анализа метеорологических рядов среднегодовой температуры воздуха, разработанный на кафедре геокриологии МГУ [2].

Альтернативой естественному охлаждению грунтов оснований зданий и сооружений может быть только искусственное охлаждение. Поэтому необходимость внедрения описанных выше совмещенных систем в практику диктуется не только сезонностью работы воздушных систем охлаждения, но и их бесперспективностью в связи с глобальным потеплением климата. Устойчивое потепление климата должно являться фактором, учитываемым при проектировании инфраструктуры на вечной мерзлоте. Из-за пассивного характера ТСГ по мере потепления климата и повышения зимней температуры годовая мощность теплоотвода ТСГ снижается, поэтому в обозримом будущем потребуются совмещение термосифона с активным источником охлаждения – искусственным. И к этому надо быть готовым уже сегодня.

Термостабилизаторы на отечественном рынке

Для того, чтобы проанализировать спрос на системы термостабилизации, в отсутствии официальной статистики по данному виду продукции можно обратиться к открытому Интернет-ресурсу «РосТендер» [13], на котором органы государственной власти и иные акторы размещают закупки на осуществление различных работ. По состоянию на июль 2023 года количество заявок, связанных с термостабилизацией грунтов, по информации ресурса «РосТендер», составляет 141, по 84 заявкам указана информация по планируемому объему инвестиций. На первом этапе исследования была создана база данных этих проектов, включающая в себя следующую информацию: отраслевая принадлежности проекта; место реализации (субъект РФ); место реализации (город/муниципальный район); наименование проекта; наименование работ (разработка проектной документации, производство, поставки термостабилизаторов, работы по замене холодильных агрегатов, демонтажу и техническому обслуживанию, работы по капитальному ремонту, строительно-монтажные работы (установка термостабилизаторов), технический надзор, технические испытания, экспертиза промышленной безопасности систем термостабилизации грунтов); объект, нуждающийся в термостабилизации; начальная цена. На основании располагаемых данных общий объем инвестиций на реализацию указанных заявок превышает 11 млрд рублей (табл. 1).

Если более детально рассмотреть базу данных «РосТендера» в части структуры отображаемых заявок, то наибольший объем работ в стоимостном выражении – более 60 %, или около 7 млрд рублей, был запланирован на выполнение научно-исследовательской работы по оценке эффективности функционирования термосвай и термостабилизаторов грунтов по результатам их стендовых испытаний. Указанный проект реализуется в Москве

Таблица 1

**Структура заявок в области производства систем термостабилизации грунтов
по направлениям работ**

Table 1

**Classification of applications for the production of soil thermal stabilization systems
according to work directions**

Направление работ	Стоимость, млн рублей	в %	Количество тен- дерных заявок	Средняя стои- мость тендерной заявки, млн рублей
Технический надзор, технические испытания, экспертиза промышленной безопасности	6 922	60,5	1	6 922
Строительно-монтажные работы (установка термостабилизаторов)	3 298	28,8	44	75
Поставка систем термостабилизации грунтов	974	8,5	16	61
Работы по капитальному ремонту	133	1,2	8	17
Разработка проектной документации	71	0,6	11	6
Работы по замене холодильных агрегатов, демонтажу и техническому обслуживанию	41	0,4	4	10
Всего	11 439	100	84	136

Источник: «РосТендер», рассчитано и составлено авторами.

Source: The source data were taken from the RosTender service, the calculations were performed and the table was compiled by the authors.

и его заказчиком является ООО «НИИ Транснефть» – научно-исследовательский институт в структуре крупнейшей в России и мире нефтепроводной компании.

Вторую позицию по капиталоемкости осуществляемых работ занимают проекты, связанные со строительно-монтажными работами систем термостабилизации грунтов. Всего в базе данных «РосТендера» 44 заявки на указанный вид деятельности, общая стоимость которых составляет около 3,3 млрд рублей. Средний проект оценивается на уровне 75 млн рублей.

Основной объем работ, непосредственно связанных с установкой систем термостабилизации грунтов, запланирован в нефтегазодобывающей промышленности, в том числе в области трубопроводного транспорта. По рассматриваемому направлению представлена 31 заявка, общая стоимость которых составляет 2,7 млрд рублей (табл. 2). Таким образом, средняя стоимость одной типовой заявки на строительно-монтажные работы применительно к объектам нефтегазодобывающей промышленности оценивается на уровне 87 млн рублей. Более дорогостоящие виды работ – со средней стоимостью 185 млн рублей – соответствуют объектам энергетической инфраструктуры, к которым в данном случае относятся тепловая электростанция и высоковольтная линия электропередачи. Относительно невысокая стоимость строительно-монтажных работ по установке систем термостабилизации грунтов соответствует объектам жилищного фонда и социальной инфраструктуры, а также горнодобывающей промышленности. На основании проведенного анализа можно сделать вывод, что ключевым потребителем соответствующих систем и установок термостабилизации грунтов является в целом топливно-энергетический комплекс и его основные направления – нефтегазодобывающая промышленность, трубопроводный транспорт, объекты энергетической инфраструктуры.

Таблица 2

Структура заявок в области производства систем термостабилизации грунтов по виду работ «строительно-монтажные работы»

Table 2

Classification of applications for the production of soil thermal stabilization systems by the direction of construction and installation works

Отраслевая принадлежность объекта	Стоимость, млн рублей	Количество заявок	Стоимость одной заявки, млн рублей
Нефтегазодобывающая промышленность	2704	31	87
Энергетическая инфраструктура	370	2	185
Жилищно-коммунальное хозяйство	209	9	23
Горнодобывающая промышленность	15	2	8
Всего	3298	44	75

Источник: «РосТендер», рассчитано и составлено авторами.

Source: The source data were taken from the RosTender service, the calculations were performed and the table was compiled by the authors.

Основные заказчики работ, связанных с термостабилизацией грунтов, локализованы в наиболее экономически развитых регионах криолитозоны, специализирующихся на добыче углеводородного сырья: Ямало-Ненецком автономном округе, Красноярском крае, Иркутской области, Якутии, Тюменской области, Ненецком автономном округе. Также единичные тендеры проводят организации из Республики Коми, Забайкальского края, Амурской, Мурманской, Архангельской и Свердловской областей.

Переходя непосредственно к географии производства систем термостабилизации грунтов в России, необходимо отметить, что на сегодняшний день можно выделить порядка 10 ключевых компаний-производителей (рис. 7). В их числе присутствуют как узкопрофильные, специализирующиеся исключительно на производстве систем термостабилизации, так и компании с весьма диверсифицированной деятельностью, связанной с производством широкого спектра строительной номенклатуры. Большинство рассмотренных организаций ориентированы главным образом на потребителя со стороны крупных нефтегазодобывающих компаний.

География производства имеет выраженную ориентацию на квалифицированные трудовые ресурсы, поскольку большинство рассмотренных компаний также занимаются НИОКР, проектными изысканиями. Таким образом, большинство из них сосредоточено в Москве и соседних регионах, со сложившейся промышленной специализацией на сложных наукоемких отраслях. В лучшей доступности к потребителю расположены компании в Тюмени, Кургане и Перми.

Исходя из открытых данных, большинство компаний производит порядка 2,5–3,5, а более узкоспециализированные – до 10–15 тыс. штук термостабилизаторов в месяц. Таким образом, исходя из этих мощностей, косвенно можно оценить объемы годового производства данного вида продукции в России и спрос на него.

В связи с широким разнообразием видов продукции компании-производители не размещают прайс-листы на свою продукцию в открытых источниках. Как правило, расчет цен производится на основании конструкторской документации (опросных листов) заказчика.



Рис. 7. География спроса и предложения в области термостабилизации грунтов оснований
 (Источник: составлено авторами)

Fig. 7. Mapping of supply and demand for thermal stabilization of foundation soils (Source: compiled by the authors)

Однако можно сделать косвенные оценки о приблизительной стоимости продукции. Так, согласно приложению к приказу Минстроя России от 14 октября 2021 г. № 746/пр «О внесении изменений в федеральный реестр сметных нормативов информации о федеральных единичных расценках и отдельных составляющих к ним», прямые затраты на установку термостабилизатора грунта диаметром до 38 мм длиной до 13 м в многолетнемерзлых грунтах составляют 7 263,93 рублей. Реальные рыночные цены, разумеется, выше. В среднем, по данным НПО «Фундаментстройаркос» (ФСА), 1 средний выпускаемый в стране термостабилизатор обеспечивает площадь замораживания порядка 4 квадратных метров, а удельная стоимость стабилизации 1 квадратного метра замороженного грунта в плане здания составляет от 10 000 до 80 000 рублей. Такой разброс цен связан с техническими решениями и расценками в зависимости от категории грунтов и глубины бурения.

Экономическая эффективность применения систем температурной стабилизации грунтов составляет от 20 до 50 % стоимости нулевого цикла по сравнению с использованием проветриваемых подполий, что обусловлено совершенством технологии, объемами выпускаемой продукции, КПД и мощностью единичных систем термостабилизации, достижением необходимого низкотемпературного поля в грунте. За счет инновационных технических решений ФСА поддерживается в мерзлом состоянии в общей сложности 28 миллионов кубометров грунта на площади 2,8 миллиона квадратных метров, охватывая пространство от Нарьян-Мара до Чукотки с учетом изменении энергетического баланса грунтовой поверхности [14].

Необходимость системного подхода к использованию охлаждающих устройств в криолитозоне

Несмотря на имеющийся положительный опыт применения различных типов охлаждающих устройств при проектировании, строительстве, эксплуатации и ремонте зданий и сооружений, возведенных на вечномёрзлых грунтах, есть ряд причин, по которым этот вид хозяйственной деятельности должен претерпеть принципиальные структурные изменения.

Отмеченный выше ведомственный подход к решению таких задач, как адаптация хозяйственной деятельности к изменению климата на территории криолитозоны, не может быть решен десятком даже весьма успешных производств, так как масштабы предстоящих изменений теплового состояния вечной мерзлоты еще более велики. Оценка нами экономического ущерба к середине века при сохранении темпов климатических изменений и современных технологий строительства может превысить только на территории АЗРФ 10 трлн рублей [15]. Вероятно, что еще больший ущерб может быть нанесен и в южных областях распространения ММП.

Другой причиной является отсутствие экспериментальных работ в полупромышленных объемах по оценке региональной эффективности применения охлаждающих систем при различных видах строительства. Такие работы должны быть сопряжены с функционированием государственной системы межведомственного (фонового и геотехнического) мониторинга вечной мерзлоты, поскольку именно на основании данных мониторинга можно обосновать типизацию территории криолитозоны по мерзлотным условиям. Научное геокриологическое сопровождение этих работ должно явиться неотъемлемой составной частью государственного плана адаптации к климатическим изменениям.

В настоящее время не существует руководящих указаний или стандартов для определения прогнозной температуры грунтов при изменении климата, которые можно использовать при проектировании зданий и сооружений в различных регионах криолитозоны, как и современных регламентов использования ТСГ.

В свою очередь, задачи мониторинга, включающего и геокриологический прогноз, должны решаться специалистами-геокриологами, определяющими точки размещения наблюдательных площадок и скважин, их глубину, период опроса датчиков и дальнейшую обработку полученных материалов с оценкой эффективности применяемых технологий.

Проведение предпроектных полупромышленных экспериментов по термостабилизации в системе государственного межведомственного мониторинга криолитозоны

При освоении криолитозоны арктических регионов удорожание строительства происходит за счет нарушения региональных регламентов содержания объектов строительства, ошибок проектирования, пренебрежения опытом освоения территорий-аналогов и низкой культуры проведения строительных работ. Несмотря на наличие теоретических проработок тех или иных вопросов устойчивости зданий и сооружений в различных по сложности природных условиях, обеспечения надежности строительства расчетными методами достичь пока не удастся. Свидетельствами этого являются случаи промышленных аварий на дорогах, трассах трубопроводов, оснований зданий и сооружений. В этой связи осуществление

экспериментов по отработке методов предупреждения и защиты от проявления неблагоприятных и опасных экзогенных процессов представляется актуальным при освоении арктических регионов.

Попытки проведения полупромышленных экспериментов в Западной Сибири относятся ко времени начала освоения газоконденсатного месторождения «Медвежье». Здесь на одном из участков предполагалось врезать в межпромысловый коллектор (диаметром 1020 мм) четырехкилометровый лупинг (диаметром 500 мм) и осуществить его прокладку двенадцатью различными способами с применением искусственных теплоизоляционных материалов и способов рекультивации нарушенных территорий. Заблаговременно, за год, на экспериментальном полигоне по трассе прокладки лупинга была организована наблюдательная сеть скважин и площадок, выполнена инженерно-геокриологическая съемка и составлены карты. Однако проведение экспериментов вначале переносили, а через несколько лет проект был закрыт. К сожалению, проект остался единственным примером по-настоящему научного подхода к решению задачи, а именно: проведение заказчиком эксперимента, а подрядчиком – выполнение НИР и мониторинга, на основании которых предполагалось дать оценку эффективности различных способов прокладки трубопровода. По нашему мнению, в настоящее время, с учетом резко возросших темпов освоения новых, недостаточно изученных арктических территорий, проведение полупромышленных экспериментов должно занять достойное место в практике строительства.

Применительно к промышленным экспериментам по термостабилизации грунтов, помимо испытаний в различных регионах страны и оценки эффективности применяемых технологий, необходимо включить в апробацию разработку конструкций оснований фундаментов, позволяющих производить замену термостабилизационных систем по мере истечения их срока годности без капитального ремонта объектов.

Применение ТСГ и геокриологический мониторинг

Авторы считают целесообразным сформулировать позицию относительно архитектуры и методологических основ государственной системы мониторинга вечной мерзлоты в качестве основополагающего принципа адаптации народнохозяйственной деятельности в криолитозоне в условиях меняющегося климата [1]: 1) мониторинг вечной мерзлоты (или криолитозоны) должен быть межведомственным и включать две составляющие части: фоновый и геотехнический; 2) наблюдательную сеть следует располагать на промышленных и гражданских объектах, а также на региональных геокриологических полигонах (площадью до 50–80 тыс. кв. км); 3) для обеспечения единой технической политики, обмена и анализа данных, включая прогнозы, необходимо создание центра мониторинга федерального уровня и до региональных филиалов; 4) функционирование государственной системы мониторинга должно сопровождаться проведением НИР специализированными институтами РАН и кафедрами ВУЗов и реализацией полупромышленных экспериментов. Безусловно, этот подход должен иметь поддержку на законодательном уровне.

Сопряжение работ по проектированию и апробации новых технологий управления температурным режимом грунтов и созданию охлаждающих систем грунтов, включая ТСГ, представляется неотъемлемой составной частью функционирования государственного мониторинга вечной мерзлоты и, в целом, реализации мер по адаптации хозяйственной

деятельности в криолитозоне в условиях изменения климата. Проектирование и использование ТСГ должно сопровождаться мерзлотным прогнозом и теплотехническим обоснованием их применения, а также мониторингом оснований зданий и инженерных сооружений, где они применяются.

Заключение

1. В настоящее время не существует руководящих указаний или стандартов для определения текущего расчетного значения температуры воздуха и скорости потепления климата, которые можно использовать при проектировании зданий и сооружений. Известные сценарии климатического потепления, как правило, распространяются на большие территории и многозначны. Для геотехнических расчетов нужны однозначные сценарии для конкретных, относительно небольших климатических районов по типу строительных норм.

2. Отсутствуют справочные данные о температуре грунта, которые можно было бы использовать для проектирования и отслеживания влияния потепления климата на вечную мерзлоту в каждом населенном пункте.

3. Традиционные фундаменты из висячих свай начинают или начнут испытывать проблемы в ближайшем будущем.

4. Термосифонные фундаменты проработали около 40 лет без каких-либо серьезных проблем, выявленных за этот период. Однако из-за глобального потепления климата во второй половине этого века они станут бесперспективными, если не будут модернизированы в части совмещения с источниками искусственного охлаждения.

5. Проблемы с работой термосифонов с плоским контуром, как правило, являются результатом сочетания плохой конструкции фундамента, плохих строительных процедур и бракованных труб, поставляемых заводом.

6. Существует потребность в строительных правилах по возведению термосифонного фундамента, которые касаются его проектирования, строительства и эксплуатации. Эти правила должны стать частью новой редакции СП 25.13330.2020.

Список литературы

1. Брушков А.В., Дроздов Д.С., Жданев О.В., Алексеев А.Г. Мониторинг вечной мерзлоты. Москва: Академический проект; 2024.
2. Хрусталева Л.Н., Медведев А.В., Пустовойт Г.П. Многолетние изменения температуры воздуха и устойчивость проектируемых в криолитозоне сооружений. Криосфера Земли. 2000;4(3):35–41.
3. Вялов С.С., Городецкий С.Э., Александров Ю.А., Миренбург Ю.С. Термосваи в строительстве на Севере. Ленинград: Стройиздат, Ленингр. отд-ние; 1984.
4. Andersland O., Ladanyi B. Frozen ground engineering. 2nd ed. Wiley; 2004.
5. Чжан А.А., Ашпиз Е.С., Хрусталева Л.Н., Шестернев Д.М. Новый способ защиты мерзлых грунтов основания насыпи от оттаивания. Криосфера Земли. 2018;XXII(3):67–71. [https://doi.org/10.21782/kz1560-7496-2018-3\(67-71\)](https://doi.org/10.21782/kz1560-7496-2018-3(67-71)).
6. Долгих Г.М., Долгих Д.Г., Велечев С.П., Окунев С.Н., Феклистов В.Н. Система для температурной стабилизации основания сооружений на вечномёрзлых грунтах: Патент RU 2416002 C1. Оpubл. 10.04.2011.
7. Yan Song Hong, Chen Xin Chuang, Gao Feng. Study on stochastic earthquake characteristics of ground in permafrost regions. Chinese Journal of Geotechnical Engineering. 2005;27(9):1012–1015.

8. Guo L., Yu Q., You Y., Wang X., Li X., Yuan C. Cooling effects of thermosyphons in tower foundation soils in permafrost regions along the Qinghai-Tibet Power Transmission Line from Golmud, Qinghai Province to Lhasa, Tibet Autonomous Region, China. *Cold Regions Science and Technology*. 2016;121:196–204. <https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2015.07.011>.
9. Ашпиз Е.С., Макаров В.В., Сурков О.В., Хрусталеv Л.Н. Охлаждаемое устройство для температурной стабилизации многолетнемерзлых грунтов: патент RU 143964 U1. Оpubл. 10.08.2014.
10. Yarmak E. Permafrost Foundations Thermally Stabilized Using Thermosyphons. In: OTC Arctic Technology Conference. Copenhagen, Denmark. March 2015. <https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2015.07.011>.
11. Абросимов А.И., Гвоздик В.И., Минкин М.А. Гравитационная тепловая труба: патент RU 2387937 C1. Оpubл. 27.04.2010.
12. Василевич Д.В., Пыхалов А.С. Амортизация и нормативный срок службы труб и водозаборных скважин. В: Актуальные проблемы экономики строительства: материалы Респ. науч.-практ. конф. (Минск, 02–05 дек. 2014 г.). Минск: БНТУ; 2016, с. 7–10.
13. РосТендер – все тендеры России [интернет]. Режим доступа: <https://rostender.info/> (дата обращения 10.07.2023).
14. Рилов И.П., Желудкова К.А., Клецин Д.А. Замораживание и термостабилизация грунтов в криолитозоне. Трубопроводный транспорт: теория и практика. 2015;(4):22–27.
15. Мельников В.П., Осипов В.И., Брушков А.В., Алексеев А.Г., Бадина С.В., Бердников Н.М. Развитие геоэкологического мониторинга природных и технических объектов в криолитозоне Российской Федерации на основе систем геотехнического мониторинга топливно-энергетического комплекса. *Криосфера Земли*. 2022;XXVI(4):3–18. <https://doi.org/10.15372/KZ20220401>.

References

1. Brushkov A.V., Drozdov D.S., Zhdaneev O.V., Alekseev A.G. Permafrost monitoring. Moscow: Akademicheskii projekt Publ.; 2024. (In Russian).
2. Khrustalev L.N., Medvedev A.V., Pustovoit G.P. Long-term air temperature change and stability of the designed structure in the permafrost zone. *Earths Cryosphere*. 2000;4(3):35–41. (In Russian).
3. Vyalov S.S., Gorodetskii S.E., Aleksandrov Yu.A., Mirenburg Yu.S. Thermopiles in construction in the North. Leningrad: Stroyizdat Publ., Leningrad Branch; 1984. (In Russian).
4. Andersland O., Ladanyi B. Frozen ground engineering. 2nd ed. Wiley; 2004.
5. Chzhan A.A., Ashpiz E.S., Khrustalev L.N., Shesternev D.M. A new way for thermal stabilization of permafrost under railway embankment. *Earths Cryosphere*. 2018;XXII(3):67–71. (In Russian). [https://doi.org/10.21782/kz1560-7496-2018-3\(67-71\)](https://doi.org/10.21782/kz1560-7496-2018-3(67-71)).
6. Dolgikh G.M., Dolgikh D.G., Velechev S.P., Okunev S.N., Feklistov V.N. System for temperature stabilization of structures foundation on permafrost soils: Patent No. 2416002 C1 Russian Federation. Publ. date 10.04.2011. (In Russian).
7. Yan Song Hong, Chen Xin Chuang, Gao Feng. Study on stochastic earthquake characteristics of ground in permafrost regions. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*. 2005;27(9):1012–1015.
8. Guo L., Yu Q., You Y., Wang X., Li X., Yuan C. Cooling effects of thermosyphons in tower foundation soils in permafrost regions along the Qinghai-Tibet Power Transmission Line from Golmud, Qinghai Province to Lhasa, Tibet Autonomous Region, China. *Cold Regions Science and Technology*. 2016;121:196–204. <https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2015.07.011>.
9. Ashpiz E.S., Makarov V.V., Surkov O.V., Khrustalev L.N. Cooled device for temperature stabilization of permafrost soils: Patent no. 143964 U1 Russian Federation. Publ. date 10.08.2014. (In Russian).
10. Yarmak E. Permafrost Foundations Thermally Stabilized Using Thermosyphons. In: OTC Arctic Technology Conference. Copenhagen, Denmark. March 2015. <https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2015.07.011>.
11. Abrosimov A.I., Gvozdk V.I., Minkin M.A. Gravity assisted heat pipe: Patent No. 2387937 C1 Russian Federation. Publ. date 27.04.2010. (In Russian).
12. Vasilevich D.V., Pykhalov A.S. Depreciation and standard service life of pipes and water intake wells. In: Actual problems of construction economics: Proc. of the Rep. scientific-practical. conf. (Minsk, 02–05 December 2014). Minsk: BNTU; 2016, pp. 7–10. (In Russian).

13. RosTender – all tenders of Russia [internet]. Available at: <https://rostender.info/> (accessed 10 July 2023). (In Russian).
14. Rilo I.P., Zheludkova K.A., Kleshchin D.A. Freezing and thermal stabilization of soils in the cryolithozone. Pipeline transport: Theory and practice. 2015;(4):22–27. (In Russian).
15. Mel'nikov V.P., Osipov V.I., Brushkov A.V., Alekseev A.G., Badina S.V., Berdnikov N.M. Development of geocryological monitoring of natural and technical facilities in the regions of the Russian Federation based on geo-technical monitoring systems of fuel and energy sector. Earths Cryosphere. 2022;XXVII(4):3–18. (In Russian). <https://doi.org/10.15372/KZ20220401>.

Информация об авторах / Information about the authors

Андрей Григорьевич Алексеев , д-р техн. наук, доцент, заместитель генерального директора по научной работе, АО «НИЦ «Строительство»; профессор, НИУ МГСУ, Москва
e-mail: adr-alekseev@yandex.ru
ORCID 0000-0001-6020-0328

Andrey G. Alekseev , Dr. Sci. (Engineering), Associate Professor, Deputy General Director for Scientific Work, JSC Research Center of Construction; Professor, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow
e-mail: adr-alekseev@yandex.ru
ORCID 0000-0001-6020-0328

Анатолий Викторович Брушков, д-р геол.-минерал. наук, заведующий кафедрой геокриологии геологического факультета, МГУ им. М.В. Ломоносова, Москва
e-mail: brouchkov@geology.msu.ru
ORCID 0000-0001-6437-064X

Anatoli V. Brouchkov, Dr. Sci. (Geology and Mineralogy), Head of the Department of Geocryology, Geology Faculty, Lomonosov Moscow State University, Moscow
e-mail: brouchkov@geology.msu.ru
ORCID 0000-0001-6437-064X

Светлана Вадимовна Бадина, канд. географ. наук, географический факультет, НИЛ геоэкологии Севера, МГУ им. М.В. Ломоносова, Москва
e-mail: bad412@yandex.ru
ORCID 0000-0002-8426-9079

Svetlana V. Badina, Cand. Sci. (Geography), Laboratory of Geoecology of the North, Faculty of Geography, Lomonosov Moscow State University, Moscow
e-mail: bad412@yandex.ru
ORCID 0000-0002-8426-9079

Сергей Николаевич Булдович, канд. геол.-минерал. наук, доцент кафедры геокриологии геологического факультета, МГУ им. М.В. Ломоносова, Москва
e-mail: ser_bul@rambler.ru

Sergey N. Buldovich, Cand. Sci. (Geology and Mineralogy), Associate Professor, Department of Geocryology, Geology Faculty, Lomonosov Moscow State University, Moscow
e-mail: ser_bul@rambler.ru

Дмитрий Степанович Дроздов, д-р геол.-минерал. наук, заместитель директора по науке, Институт криосферы Земли ТЮМНЦ СО РАН, профессор кафедры инженерной геологии РГГУ им. Серго Орджоникидзе (МГРИ), Тюмень
e-mail: ds_drozhdov@mail.ru
ORCID 0000-0001-8864-3657

Dmitry S. Drozdov, Dr. Sci. (Geology and Mineralogy), Deputy Director for Science, Earth Cryosphere Institute, Tyumen Scientific Centre SB RAS; Professor, Department of Engineering Geology, Sergo Ordzhonikidze Russian State University for Geological Prospecting, Moscow

e-mail: ds_drozdov@mail.ru
ORCID 0000-0001-8864-3657

Владимир Александрович Дубровин, канд. геол.-минерал. наук, главный специалист, Центр государственного мониторинга состояния недр и региональных работ, ФГБУ «Гидроспецгеология», Москва
Vladimir A. Dubrovin, Cand. Sci. (Geology and Mineralogy), Chief Specialist, Gidrospetsgeologiya, Moscow

Михаил Николаевич Железняк, д-р геол.-минерал. наук, член-корреспондент РАН, академик АН Республики Саха (Якутия), директор, Институт мерзлотоведения СО РАН, Институт мерзлотоведения им. П.И. Мельникова СО РАН, Якутск
e-mail: fe1956@mail.ru

Mikhail N. Zheleznyak, Dr. Sci. (Geology and Mineralogy), Corresponding Member of the RAS, Academician of the Academy of Sciences (Republic Sakha (Yakutia)), Director, Melnikov Permafrost Institute SB RAS, Yakutsk
e-mail: fe1956@mail.ru

Олег Владимирович Ли, канд. физ.-мат. наук, учебный мастер, кафедра оснований, фундаментов и испытания сооружений, Томский государственный архитектурно-строительный университет, Томск
e-mail: leeov@mail.ru

Oleg V. Lee, Cand. Sci. (Physics and Mathematics), Training Master, Department of Foundations and Testing Structures, Tomsk State University of Architecture and Building, Tomsk
e-mail: leeov@mail.ru

Марат Ринатович Садуртдинов, канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник, заведующий отделом мониторинга и информационно-геосистемного моделирования криолитозоны, Институт криосферы Земли ТюмНЦ СО РАН, Тюмень
e-mail: mr_sadurtdinov@mail.ru
ORCID 0000-0002-7225-6684

Marat R. Sadurtdinov, Cand. Sci. (Engineering), Leading Researcher, Head of the Department of Monitoring and Information Ecosystem Modeling of the Permafrost Zone, Earth Cryosphere Institute, Tyumen Scientific Centre SB RAS, Tyumen
e-mail: mr_sadurtdinov@mail.ru
ORCID 0000-0002-7225-6684

Дмитрий Олегович Сергеев, канд. геол.-минерал. наук, заведующий лабораторией геоэкологии, Институт геоэкологии им. Е.М. Сергеева РАН, Москва
e-mail: d.sergeev@geoenv.ru

Dmitrii O. Sergeev, Cand. Sci. (Geology and Mineralogy), Head of Laboratory of Geocryology, Sergeev Institute of Environmental Geoscience RAS, Moscow
e-mail: d.sergeev@geoenv.ru

Алексей Борисович Осокин, канд. геол.-минерал. наук, заместитель начальника, инженерно-технический центр, ООО «Газпром добыча Надым», Надым
e-mail: osokinab@mail.ru

Aleksey B. Osokin, Cand. Sci. (Geology and Mineralogy), Deputy Head, Engineering and Technical Center, LLC Gazprom Dobycha Nadym, Nadym
e-mail: osokinab@mail.ru

Сергей Николаевич Окунев, канд. техн. наук, ООО НПО «Фундаментстройаркос», Тюмень
e-mail: okunev@npo-fsa.ru

Sergei N. Okunev, Cand. Sci. (Engineering), SPA Fundamentstroyarkos, Tyumen
e-mail: okunev@npo-fsa.ru

Николай Александрович Остарков, ведущий специалист, Министерство РФ по развитию Дальнего Востока и Арктики, Москва

e-mail: ostarkovn@gmail.com

Nikolay A. Ostarkov, Leading Specialist, Ministry of the Russian Federation for the Development of the Far East and the Arctic, Moscow

e-mail: ostarkovn@gmail.com

Роман Юрьевич Федоров, д-р ист. наук, главный научный сотрудник, Институт криосферы Земли ТюмНЦ СО РАН, Тюмень

e-mail: r_fedorov@mail.ru

ORCID 0000-0002-3658-746X

Roman Yu. Fedorov, Dr. Sci. (History), Chief Researcher, Earth Cryosphere Institute, Tyumen Scientific Centre SB RAS, Tyumen

e-mail: r_fedorov@mail.ru

ORCID 0000-0002-3658-746X

Лев Николаевич Хрусталеv, д-р техн. наук, профессор, кафедра геокриологии, геологический факультет, МГУ им. М.В. Ломоносова, Москва

e-mail: lev_kh@rambler.ru

Lev N. Khrustalev, Dr. Sci. (Engineering), Professor, Department of Geocryology, Geology Faculty, Lomonosov Moscow State University, Moscow

e-mail: lev_kh@rambler.ru

Алексей Алексеевич Панкратов, канд. экон. наук, Институт международных исследований, Московский государственный институт международных отношений (университет) МИД Российской Федерации (МГИМО), Москва

e-mail: pankratov_aleksey_ml@mail.ru

Aleksey A. Pankratov, Cand. Sci. (Economics), Institute for International Studies, Moscow State Institute of International Relations (MGIMO University), Moscow

e-mail: pankratov_aleksey_ml@mail.ru

Елизавета Андреевна Колобова, должность, ООО «НИПИИ «Фундаментпроект», Москва

e-mail: kolobovaea@my.msu.ru

Elizaveta A. Kolobova, должность, LLC Fundamentproekt, Moscow

e-mail: kolobovaea@my.msu.ru

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-144-157](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-144-157)
УДК 624.131.53

EDN: RUKNUL

УЧЕТ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ НЕСВЯЗНОГО ГРУНТА ПРИ РАСЧЕТЕ ГИБКИХ ПОДПОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ИХ ДЕФОРМАЦИЙ

В.В. БРЫКСИН

Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений (НИИОСП) им. Н.М. Герсегонова АО «НИЦ «Строительство», Рязанский проспект, д. 59, г. Москва, 109428, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Сегодня при проектировании гибких подпорных стен и ограждений котлованов наиболее широко используются методы, базирующиеся на классических теориях. Эти подходы предполагают линейное или кусочно-линейное распределение активного давления грунта. Однако реальные подпорные конструкции под нагрузкой подвергаются деформациям, что существенно влияет на перераспределение бокового давления грунта по высоте стенки в пределах призмы обрушения. В статье рассматривается верификация ранее предложенного метода наклонных блоков, который позволяет учитывать перераспределение бокового давления грунта и рассчитывать гибкие подпорные конструкции с учетом реального возникновения НДС в массиве грунта. Даны практические рекомендации по его применению.

Цель. Верификация нового численно-аналитического метода определения бокового давления грунта и разработка практических рекомендаций по учету его перераспределения в активной зоне для гибких подпорных конструкций.

Материалы и методы. Проведено детальное сопоставление расчетных данных вычислений, полученных предложенным методом наклонных блоков с результатами экспериментальных исследований. Разработан алгоритм применения поправочных коэффициентов, учитывающих перераспределение бокового давления, с демонстрацией на конкретных расчетных примерах.

Результаты. Установлена высокая степень соответствия между расчетными и экспериментальными данными по распределению бокового давления грунта. Наблюдаемое незначительное превышение расчетных значений над экспериментальными объясняется влиянием сил трения на контакте «стенка – грунт». Сравнительный анализ показал, что расхождения между расчетами по таблицам поправочных коэффициентов и методом наклонных блоков (реализованным в специализированном ПО) не превышают 3 %, что подтверждает надежность предлагаемого подхода.

Выводы. Полученные результаты демонстрируют эффективность предложенного метода наклонных блоков для расчета давления на гибкие подпорные конструкции с верхним распорным креплением в зависимости от их деформаций. Сравнительный анализ экспериментальных данных с расчетными результатами показал высокую степень соответствия в характере распределения бокового давления грунта. Разработанные практические рекомендации позволяют с достаточной точностью учитывать перераспределение бокового давления без применения сложных геотехнических программных комплексов, что существенно упрощает инженерные расчеты.

Ключевые слова: активное давление грунта, гибкие подпорные стенки, теоретический анализ, ограждение котлована, метод, боковое давление грунта, деформации грунта, расчет, численно-аналитический метод

Для цитирования: Брыксин В.В. Учет распределения бокового давления несвязного грунта при расчете гибких подпорных конструкций в зависимости от их деформаций. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2025;46(3):144–157. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-144-157](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-144-157)

Вклад автора

Автор берет на себя ответственность за все аспекты работы над статьей.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 15.06.2025

Поступила после рецензирования 28.07.2025

Принята к публикации 31.07.2025

DISTRIBUTION OF LATERAL PRESSURE OF UNBOUND SOIL IN CALCULATIONS OF FLEXIBLE RETAINING STRUCTURES DEPENDING ON THEIR DEFORMATIONS

V.V. BRYKSIN

Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Ryazanskiy av., 59, Moscow, 109428, Russian Federation

Abstract

Introduction. The most commonly used methods for designing flexible retaining walls and shoring of excavations are the ones based on classical theories. Such approaches assume a linear or piecewise linear distribution of active earth pressure. However, real retaining structures under load are subject to deformation, which significantly affects the redistribution of lateral earth pressure along the wall height within the collapse prism. The article discusses the verification of the previously proposed inclined block method, that considers the redistribution of lateral earth pressure and calculates flexible retaining structures taking into account the actual occurrence of stress-strain state in the soil mass. Practical recommendations for its application are provided.

Aim. To verify a new numerical analysis method for determining lateral earth pressure along with developing practical recommendations regarding its redistribution in the active zone for flexible retaining structures.

Materials and methods. Calculated data obtained using the proposed inclined block method were thoroughly compared with experimental research results. An algorithm was developed for applying correction factors that take into account lateral pressure redistribution, with demonstrations using specific calculation examples.

Results. High correspondence between calculated and experimental data on lateral earth pressure distribution has been established. Minor differences between the calculated and experimental values can be explained by the influence of friction forces at the wall–soil interface. As a comparison, the difference between the calculations using the correction factor tables and the inclined block method (implemented in specialized software) is less than 3 %, which verifies the reliability of the proposed approach.

Conclusions. The results obtained indicate the efficacy of the proposed inclined block method for calculating the pressure on flexible retaining structures with upper strut fastenings depending on their deformations. A comparative analysis of experimental data with calculated results showed a high degree of correspondence in the distribution of lateral earth pressure. The practical recommendations developed thus enable the redistribution of lateral pressure to be taken into account with sufficient accuracy without the use of complex geotechnical software packages, which considerably simplifies engineering calculations.

Keywords: active earth pressure, flexible retaining walls, theoretical analysis, shoring of excavation, method, lateral earth pressure, soil deformation, calculation, numerical analysis method

For citation: Bryksin V.V. Distribution of lateral pressure of unbound soil in calculations of flexible retaining structures depending on their deformations. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2025;46(3):144–157. [In Russian]. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-144-157](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-144-157)

Author contribution statement

The author takes responsibility for all aspects of the paper.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The author declares no conflict of interest.

Received 15.06.2025

Revised 28.07.2025

Accepted 31.07.2025

Введение

В работе [1] представлена концепция и реализация практического численно-аналитического метода для определения бокового давления грунта на деформируемые подпорные конструкции, учитывающего их реальное поведение под нагрузкой.

Метод заключается в определении и учете сил взаимного воздействия между элементами наклонными блоками внутри призмы обрушения, которые непосредственно определяют характер перераспределения бокового давления грунта на ограждающую конструкцию (рис. 1).

Для проверки гипотезы смещаемых наклонных блоков грунта была выполнена серия лабораторных испытаний, исследующих характер деформаций грунта для различных

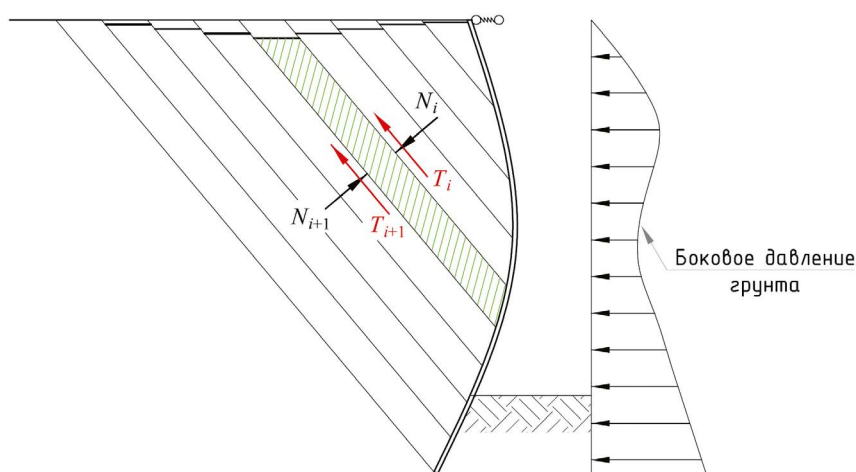


Рис. 1. Принципиальная схема метода наклонных блоков
Fig. 1. Diagram of the inclined block method

кинематических схем работы гибких подпорных конструкций [2]. Полученные экспериментальные данные позволили подтвердить соответствие наблюдаемого поведения грунта обратной засыпки расчетным предположениям, положенным в основу разработанного метода оценки бокового давления.

В статье представлены результаты расчетов бокового давления грунта на гибкие подпорные конструкции, выполненные методом наклонных блоков, и проведен сравнительный анализ с экспериментальными данными, подтверждающими достоверность предложенного подхода.

Представлены практические рекомендации по учету эффекта перераспределения грунтового давления в активной зоне без использования специализированного программного обеспечения (ПО). На примерах демонстрируется методика определения бокового давления с применением таблиц корректирующих коэффициентов, учитывающих перераспределение бокового давления грунта.

Сопоставление результатов расчетов методом наклонных блоков с экспериментальными данными

Экспериментальные исследования бокового давления грунта на подпорные конструкции проводились различными авторами на протяжении многих лет. В научной литературе широко представлены результаты испытаний с гибкими стенками, полученные как зарубежными, так и отечественными исследователями [3–10].

Для верификации предложенной методики выполнен сравнительный анализ расчетных результатов с данными натурных и лабораторных экспериментов П. Роу [4], Ю.М. Гончарова [5], Г.Е. Лазебника, Е.И. Чернышевой [3] и В.Ф. Раюка [6].

При отборе экспериментальных данных для сравнительного анализа учитывались кинематические схемы работы конструкций (в первую очередь одноанкерных подпорных стенок), условия проведения опытов (экскавация или обратная засыпка несвязным грунтом при постоянной жесткости анкерного крепления), полнота исходных данных о параметрах конструкции и характеристиках грунта, а также вариативность масштабов экспериментов, обеспечивающая репрезентативность выборки. Во всех рассматриваемых экспериментальных исследованиях измерение бокового давления грунта выполнялось прямыми методами.

Лабораторные исследования Роу проводились на масштабной модели подпорной конструкции, представляющей собой стальную листовую стенку высотой 0,749 м, закрепленную в верхней части анкерным креплением. Эксперимент выполнялся в специальном лотковом устройстве, моделирующем условия котлована. В исследованиях Ю.М. Гончарова, приближенных к натурным условиям, изучалось поведение металлической шпунтовой стенки с проектной глубиной выемки 4 метра. В рамках лотковых экспериментов Г.Е. Лазебника и Е.И. Чернышевой изучалось поведение одноанкерных тонкостенных подпорных конструкций высотой до 1,6 м при глубине экскавации 1 м. Натурные исследования под руководством В.Ф. Раюка были выполнены на железобетонной заанкеренной подпорной конструкции, расположенной на р. Оса. Особенностью конструкции являлось отсутствие заделки в грунте – вместо этого в качестве нижней опоры использовался выступ горизонтальной плиты, являющейся распорным элементом конструкции. Высота удерживаемого конструкцией грунтового массива достигала 6 метров.

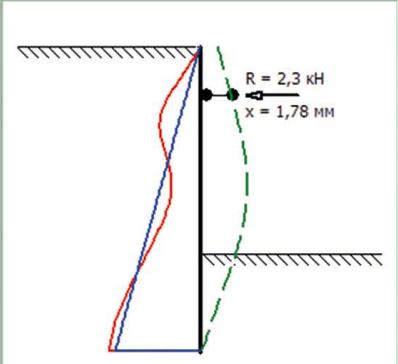
Ограждающая конструкция Глубина котлована, y_1 1,07 м; Заделка ниже дна котлована, y_2 0,5 м; Жесткость на изгиб, EI 37,1 кНм ² ;		Характеристики грунта Удельный вес, γ 15,8 кН/м ³ ; Угол внутреннего трения, φ 28 град; Сцепление, C 0 кПа; Коэффициент Пуассона, ν 0,3 ; Коэффициент пропорциональности (для определения коэффициента упругого отпора), K 60000 кН/м ⁴ ;	
Схема ☐ Консольная ☒ Анкерная		Распорка - Анкер Глубина установки, h_1 0,25 м; Жесткость, EA 2534 кН; Длина, l_1 2 м;	
Закрепление верхнего конца ☒ Свободный ☐ Шарнир ☐ Заделка		Параметры расчета Количество разбиений - 100 Точность - 0,001	
Закрепление нижнего конца ☒ Свободный ☐ Шарнир ☐ Заделка		Расчётная схема 	
Расчет		Сохранить	
Блоки		Графики	
Количество выполненных итераций = 10		Максимальное число итераций 1000	
Выход			

Рис. 2. Пример расчета подпорной конструкции в соответствии с экспериментом Г.Е. Лазебника и Е.И. Чернышевой
Fig. 2. The calculation of retaining structure in accordance with the experiment of G.E. Lazebnik and E.I. Chernysheva

Сравнительный анализ включал сопоставление расчетных данных, полученных по методу наклонных блоков, с экспериментальными результатами. Основное внимание уделялось соответствию эпюр бокового давления по характеру распределения и абсолютным значениям, поскольку именно эти параметры определяют формирование внутренних усилий в элементах ограждающей конструкции и распорной системы.

Для всех рассмотренных экспериментальных схем были выполнены расчеты с использованием разработанного программного обеспечения на основе метода наклонных блоков. На рис. 2 представлен пример ввода исходных данных и соответствующих результатов расчета.

На рис. 3 представлены сравнительные эпюры бокового давления грунта, полученные по предложенному методу наклонных блоков, экспериментальным данным P_{0y} (рис. 3а),

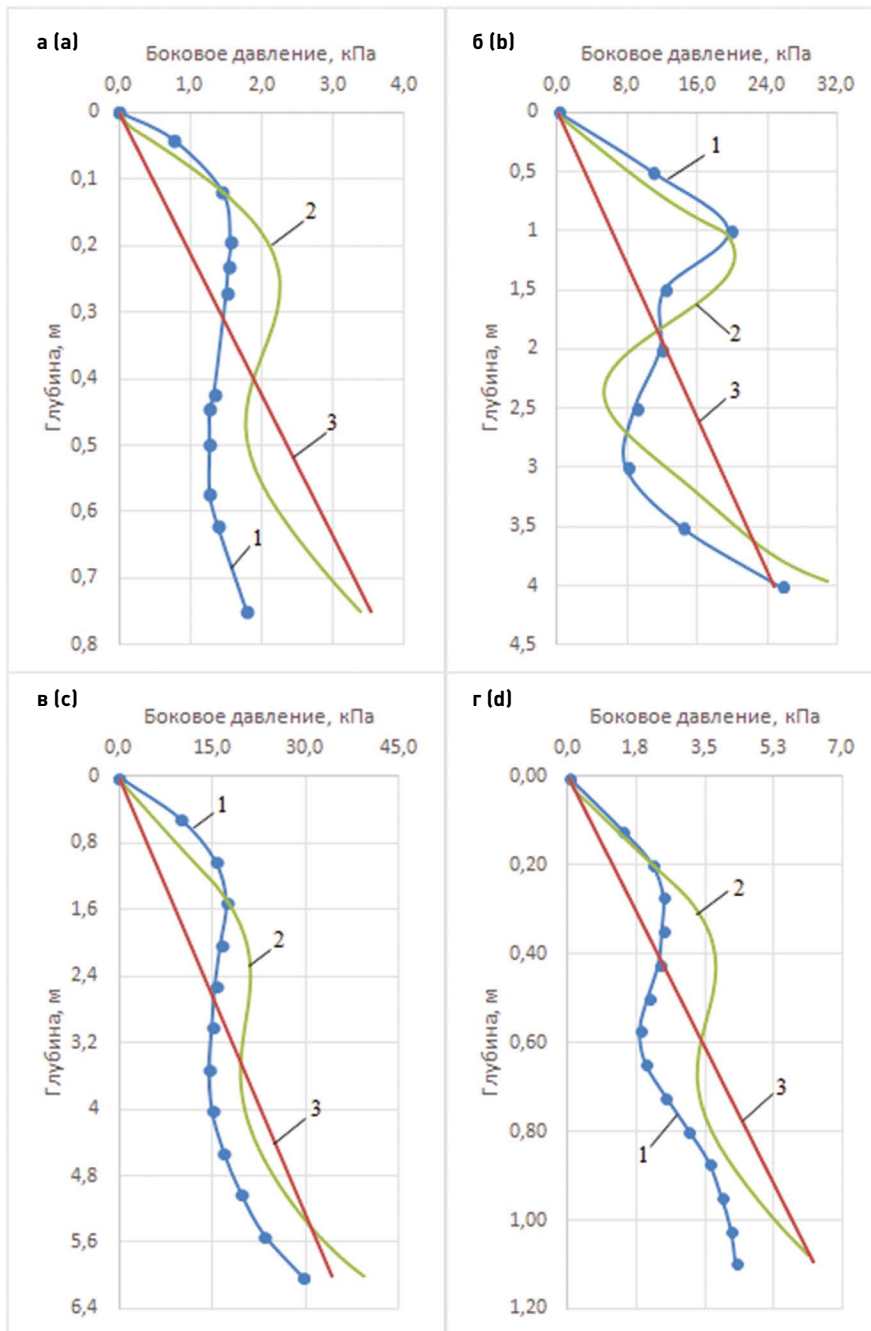


Рис. 3. Сравнение результатов расчета с экспериментальными данными: а – П. Роу; б – Ю.М. Гончарова; в – В.Ф. Раюка; г – Г.Е. Лазебника и Е.И. Чернышевой. 1 – опытная эпюра давления грунта; 2 – рассчитанная по методу наклонных блоков; 3 – по Кулону

Fig. 3. Comparison of calculation results with experimental data: а – by P. Rowe; б – by Yu.M. Goncharov; в – by V.F. Rayuk; г – by G.E. Lazebnik and E.I. Chernysheva. 1 – experimental diagram of the earth pressure; 2 – calculated using the inclined block method; 3 – according to Coulomb's law

Ю.М. Гончарова (рис. 3б), В.Ф. Раюка (рис. 3в), Г.Е. Лазебника и Е.И. Чернышевой (рис. 3г), а также расчетным значениям по теории Кулона, что позволяет провести комплексное сопоставление.

Проведенный сравнительный анализ выявил высокую степень соответствия между экспериментальными и расчетными данными по характеру распределения бокового давления грунта. Наблюдаемое незначительное превышение расчетных значений над опытными (рис. 3) объясняется влиянием сил трения на контакте «стенка – грунт».

Результаты сравнительного анализа (рис. 3) подтверждают адекватность предложенного метода для расчета давления на гибкие подпорные стенки с верхним анкерным креплением, демонстрируя хорошее соответствие с экспериментальными данными, а также обосновывают возможность его практического применения при проектировании гибких ограждающих конструкций.

Таким образом, в результате проведенных исследований [1, 2] был разработан и успешно верифицирован программный модуль, реализующий новый метод наклонных блоков для расчета давления грунта. С его помощью были выполнены многочисленные вычисления, на основе которых составлены таблицы поправочных коэффициентов. Эти данные дают возможность определять перераспределение бокового давления грунта по высоте подпорной стенки, значительно упрощая проектные расчеты.

При этом учитывались ключевые параметры, характерные для реальных условий эксплуатации: несвязный песчаный грунт засыпки с углом внутреннего трения $26\text{--}34^\circ$, с модулем деформации $15\text{--}35$ МПа, а также глубина заделки нижнего конца стенки в пределах $1/3\text{--}1/2$ глубины котлована. Для корреляции коэффициента упругого отпора с модулем деформации грунта была выполнена серия верификационных расчетов методом конечных элементов. Диапазон изгибной жесткости конструкций соответствовал типовым значениям для гибких подпорных стенок, применяемых в строительной практике.

Результирующие коэффициенты перераспределения бокового давления грунта K_r^{on} и K_r^{np} представлены в виде таблиц (табл. 1–3) и зависят от прочностных и деформационных характеристик грунта, а также от относительной гибкости конструкции, определяемой как:

$$f_c = \frac{H_c^4}{EI}, \quad (1)$$

где f_c – критерий гибкости ограждающей конструкции ($\text{м}^3/\text{кН}$);

H_c – высота пролета ограждающей конструкции от опоры до уровня появления пассивной зоны, допускается принимать совпадающей с уровнем дна котлована (м);

EI – жесткость стенки на изгиб из расчета на 1 п.м. ограждения (кНм).

Практическая реализация методики учета перераспределения бокового давления грунта с помощью таблиц (табл. 1–3) представляет собой модификацию классических подходов к расчету, дополненную системой поправочных коэффициентов. В частности, в верхней трети высоты пролета вводится коэффициент увеличения давления K_r^{on} , варьирующийся в диапазоне $1,45\text{--}4,00$, а в зоне максимальных горизонтальных смещений стенки применяется коэффициент снижения давления K_r^{np} со значениями $0,30\text{--}0,96$ в соответствии с расчетной схемой (рис. 4). Эти корректирующие коэффициенты позволяют более точно учитывать реальное перераспределение давлений при деформациях гибкой подпорной конструкции.

Таблица 1

Значения поправочных коэффициентов увеличения K_{op} и уменьшения K_{np} активного давления несвязного грунта с расчетным значением угла внутреннего трения $\varphi = 26^\circ$

Table 1

Values of correction factors for increase K_{op} and decrease K_{np} of active pressure of unbound soil with a calculated value of internal friction angle $\varphi = 26^\circ$

Критерий гибкости, м³/кН	Расчетное значение угла внутреннего трения грунта											
	φ = 26°											
	Модуль деформации грунта											
	E = 15 МПа				E = 25 МПа				E = 35 МПа			
	Длина заделки стенки ниже дна котлована											
	L = H/3		L = H/2		L = H/3		L = H/2		L = H/3		L = H/2	
f _c	K ^{оп} _r	K ^{нр} _r	K ^{оп} _r	K ^{нр} _r	K ^{оп} _r	K ^{нр} _r	K ^{оп} _r	K ^{нр} _r	K ^{оп} _r	K ^{нр} _r	K ^{оп} _r	K ^{нр} _r
0,0625	4,00	0,30	3,90	0,30	3,70	0,32	3,50	0,32	3,40	0,34	3,20	0,34
0,0313	3,20	0,40	3,10	0,40	3,00	0,42	2,90	0,42	2,80	0,44	2,70	0,44
0,0208	2,80	0,50	2,70	0,50	2,50	0,52	2,40	0,52	2,30	0,54	2,20	0,54
0,0156	2,60	0,60	2,50	0,60	2,30	0,62	2,20	0,62	2,10	0,64	2,00	0,64
0,0125	2,45	0,70	2,30	0,70	2,20	0,72	2,10	0,72	2,00	0,74	1,90	0,74

Таблица 2

Значения поправочных коэффициентов увеличения K_{op} и уменьшения K_{np} активного давления несвязного грунта с расчетным значением угла внутреннего трения $\varphi = 30^\circ$

Table 2

Values of correction factors for increase K_{op} and decrease K_{np} of active pressure of unbound soil with a calculated value of internal friction angle $\varphi = 30^\circ$

Критерий гибкости, м³/кН	Расчетное значение угла внутреннего трения грунта											
	φ = 30°											
	Модуль деформации грунта											
	E = 15 МПа				E = 25 МПа				E = 35 МПа			
	Длина заделки стенки ниже дна котлована											
	L = H/3		L = H/2		L = H/3		L = H/2		L = H/3		L = H/2	
f _c	K ^{оп} _r	K ^{нр} _r	K ^{оп} _r	K ^{нр} _r	K ^{оп} _r	K ^{нр} _r	K ^{оп} _r	K ^{нр} _r	K ^{оп} _r	K ^{нр} _r	K ^{оп} _r	K ^{нр} _r
0,06250	3,70	0,35	3,60	0,35	3,40	0,37	3,20	0,37	3,00	0,38	2,90	0,38
0,03125	3,10	0,50	3,00	0,50	2,80	0,52	2,60	0,52	2,50	0,54	2,40	0,54
0,02080	2,75	0,60	2,60	0,60	2,45	0,62	2,30	0,62	2,20	0,65	2,10	0,65
0,01560	2,55	0,70	2,40	0,70	2,25	0,72	2,10	0,72	2,00	0,75	1,90	0,75
0,01250	2,45	0,80	2,30	0,80	2,10	0,82	1,90	0,82	1,80	0,85	1,70	0,85

На конкретных примерах далее демонстрируется методика использования разработанных таблиц для определения бокового давления грунта на гибкие подпорные конструкции. Примеры наглядно иллюстрируют, как с помощью введенных поправочных коэффициентов можно рассчитать перераспределенное давление по высоте стенки с учетом ее реального деформированного состояния.

Таблица 3

Значения поправочных коэффициентов увеличения K_r^{on} и уменьшения K_r^{np} активного давления несвязного грунта с расчетным значением угла внутреннего трения $\varphi = 34^\circ$

Table 3

Values of correction factors for increase K_r^{on} and decrease K_r^{np} of active pressure of unbound soil with a calculated value of internal friction angle $\varphi = 34^\circ$

Критерий гибкости, м³/кН	Расчетное значение угла внутреннего трения грунта											
	φ = 34°											
	Модуль деформации грунта											
	E = 15 МПа				E = 25 МПа				E = 35 МПа			
	Длина заделки стенки ниже дна котлована											
	L = H _c /3		L = H _c /2		L = H _c /3		L = H _c /2		L = H _c /3		L = H _c /2	
f _c	K ^{оп} _г	K ^{нр} _г	K ^{оп} _г	K ^{нр} _г	K ^{оп} _г	K ^{нр} _г	K ^{оп} _г	K ^{нр} _г	K ^{оп} _г	K ^{нр} _г	K ^{оп} _г	K ^{нр} _г
0,06250	3,30	0,37	3,20	0,37	3,00	0,38	2,90	0,38	2,80	0,39	2,75	0,39
0,03125	2,90	0,55	2,70	0,55	2,60	0,57	2,50	0,57	2,40	0,60	2,35	0,60
0,02080	2,45	0,70	2,30	0,70	2,15	0,72	2,05	0,72	1,95	0,74	1,85	0,74
0,01560	2,25	0,80	2,05	0,80	1,90	0,82	1,80	0,82	1,70	0,86	1,65	0,86
0,01250	2,15	0,90	1,90	0,90	1,70	0,92	1,60	0,92	1,50	0,96	1,45	0,96

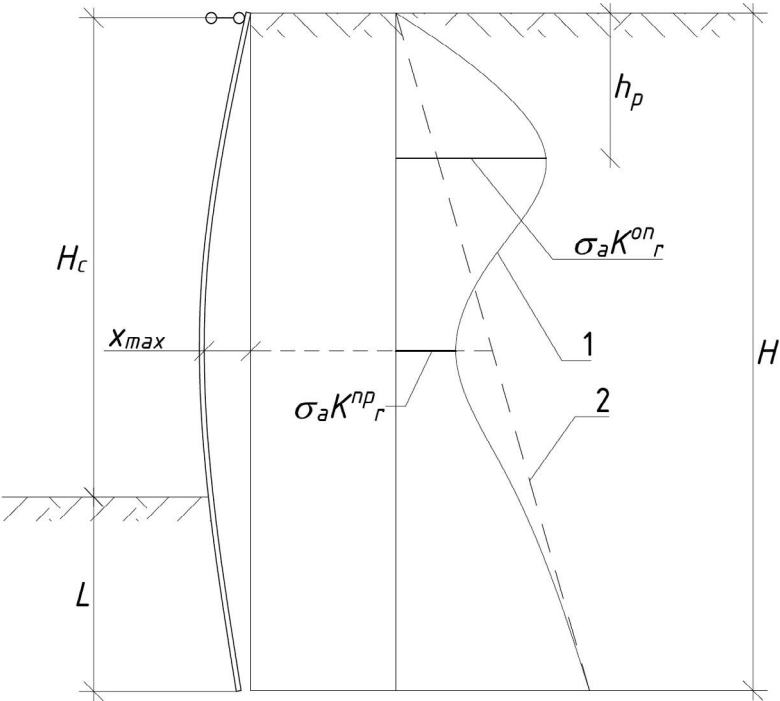


Рис. 4. Расчетная схема к определению активного бокового давления несвязного грунта на гибкие подпорные конструкции в зависимости от их деформаций: 1 – эпюра давления грунта, определенная с учетом перераспределения; 2 – эпюра активного давления грунта, определенная методом предельного равновесия (σ_a)

Fig. 4. Calculation diagram for determining the active lateral pressure of unbound soil on flexible retaining structures depending on their deformations: 1 – earth pressure diagram with regard to redistribution; 2 – active earth pressure diagram based on limit equilibrium method (σ_a)

Пример № 1. Определить боковое давление грунта в активной зоне на ограждающую конструкцию котлована.

Исходные данные:

- тип ограждения: стальные трубы $\varnothing 530 \times 8$ мм, шаг 1000 мм ($EI = 93\,860$ кНм²);
- глубина котлована: 7 м;
- заделка ограждения ниже дна котлована: 3 м;
- распорная система: стальные трубы: $\varnothing 630 \times 8$ мм, шаг 5,3 м, длина 10 м, глубина установки от поверхности 0,3 м;
- грунтовые условия: песок крупный ($\gamma = 18$ кН/м², $\varphi = 30^\circ$, $E = 35$ МПа).

Для определения поправочных коэффициентов увеличения K_r^{on} и уменьшения K_r^{np} активного давления грунта предварительно определяем необходимые параметры ограждения.

Относительную жесткость ограждения в виде критерия гибкости определяем по формуле (1):

$$f_c = \frac{7^4}{93860} = 0,02558 \frac{\text{м}^3}{\text{кН}}.$$

Заделка ниже дна котлована L составляет 0,43 от глубины котлована H_c – это значение ($L = H_c/2,33$) лежит между табличными – $H_c/3$ и $H_c/2$.

Находим глубину $h_p = H_c/3$ м = 2,33 м, которая соответствует уровню увеличения активного давления грунта.

Для определения глубины, соответствующей снижению активного давления грунта, необходимо выполнить предварительный расчет ограждения классическими методами. Это позволит установить уровень, на котором возникают максимальные горизонтальные перемещения стенки. В рамках данного примера расчет, выполненный в программе Wall-3 [11], показал, что максимальное горизонтальное смещение соответствует глубине 4,75 м.

На основании данных таблицы (табл. 2) выполнена линейная интерполяция для определения поправочных коэффициентов K_r^{on} и K_r^{np} .

Для $f_c = 0,02558 \frac{\text{м}^3}{\text{кН}}$ при $L = H_c/2,33$ получено: $K_r^{on} = 2,27$, $K_r^{np} = 0,65$.

После определения поправочных коэффициентов ($K_r^{on} = 2,27$ и $K_r^{np} = 0,65$) и соответствующих им уровней характерных точек изменения бокового давления грунта необходимо выполнить геометрические построения в соответствии со схемой (рис. 4).

На профиле ограждающей конструкции отметить глубины, соответствующие повышению и понижению активного давления грунта – 2,33 и 4,75 м. Выполнить построение эпюры давления с учетом поправочных коэффициентов по точкам:

- в верхней зоне (0; $\sigma_a(0)$) и (2,33; $K_r^{on} \times \sigma_a(2,33)$);
- в средней зоне (2,33; $K_r^{on} \times \sigma_a$) и (4,75; $K_r^{np} \times \sigma_a(4,75)$);
- в нижней зоне (4,75; $K_r^{np} \times \sigma_a(4,75)$) и (7; $\sigma_a(7)$);

где σ_a – ордината активного давления грунта на соответствующих глубинах, определенная методом предельного равновесия.

Результаты геометрических построений, выполненных с учетом поправочных коэффициентов, представлены в сопоставлении эпюрами, полученными методом наклонных

блоков с использованием разработанного специализированного ПО и методом предельного равновесия (рис. 5).

Значения равнодействующих бокового давления грунта, определяемые как площади эпюр в пределах глубины котлована, составляют:

- для эпюры, построенной по методу наклонных блоков с помощью разработанного ПО, – 159,3 кН (рис. 5, кривая 1);
- для эпюры, построенной при помощи таблиц, составленных на основе метода наклонных блоков, – 164,4 кН (рис. 5, кривая 2).

Расхождение в значениях интегральных давлений между методом наклонных блоков и графическим методом с поправочными коэффициентами составило около 3 %.

Пример № 2. Определить боковое давление грунта в активной зоне на ограждающую конструкцию котлована.

Исходные данные:

- тип ограждения: стальные трубы $\varnothing 377 \times 8$ мм, шаг 1000 мм ($EI = 33163 \text{ кНм}^2$);
- глубина котлована: 5 м;
- заделка ограждения ниже дна котлована: 1,7 м;
- распорная система: стальные трубы: $\varnothing 630 \times 8$ мм, шаг 5,3 м, длина 10 м, глубина установки от поверхности 0,3 м;
- грунтовые условия: песок крупный ($\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$, $\varphi = 28^\circ$, $E = 25 \text{ МПа}$).

Расчет и графическое построение эпюры бокового давления грунта выполняются аналогично рассмотренному ранее примеру.

Относительная жесткость ограждения в виде критерия гибкости $f_c = 0,01885 \frac{\text{м}^3}{\text{кН}}$.

Заделка ниже дна котлована составляет треть глубины – $L = H_c/3$ м.

Глубина, соответствующая уровню увеличения активного давления, – $h_p = H_c/3 = 1,67$ м.

Глубина, соответствующая уровню уменьшения активного давления, – 3,7 м (определена предварительным расчетом).

По табл. 1 и 2 находятся значения для близлежащих значений углов внутреннего трения – $\varphi = 26^\circ$ и $\varphi = 30^\circ$, затем выполняется линейная интерполяция для $\varphi = 28^\circ$.

Геометрические построения эпюры давления грунта выполняются аналогичным примеру № 1 способом (рис. 6).

Значения равнодействующих бокового давления грунта, определяемые как площади эпюр в пределах глубины котлована, составляют:

- для эпюры, построенной по методу наклонных блоков с помощью разработанного ПО, – 93,5 кН (рис. 6, кривая 1);
- для эпюры, построенной при помощи таблиц, составленных на основе метода наклонных блоков, – 93,7 кН (рис. 6, кривая 2).

Расхождение в значениях интегральных давлений между методом наклонных блоков и графическим методом с поправочными коэффициентами составило менее 0,5 %.

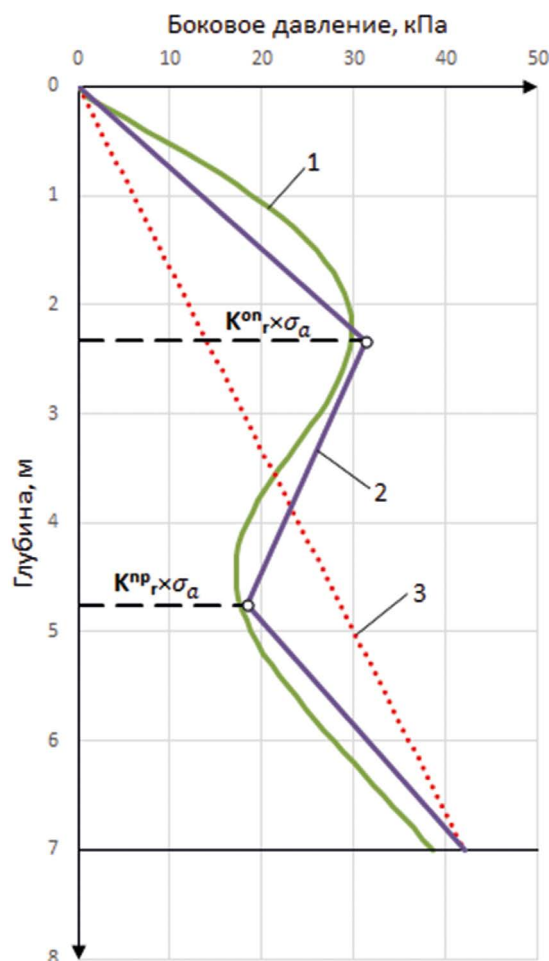


Рис. 5. Пример № 1. Построение эпюры бокового давления несвязного грунта: 1 – эпюра давления грунта, определенная методом наклонных блоков с помощью разработанного ПО; 2 – эпюра давления грунта, определенная при помощи составленных на основе метода наклонных блоков таблиц для расчетов; 3 – эпюра активного давления грунта, определенная методом предельного равновесия (σ_a)

Fig. 5. Example 1. Lateral pressure diagram for unbound soil: 1 – earth pressure diagram determined using the inclined block method by means of the developed software; 2 – earth pressure diagram determined using tables for calculations compiled on the basis of the inclined block method; 3 – active earth pressure diagram determined by the limit equilibrium method (σ_a)

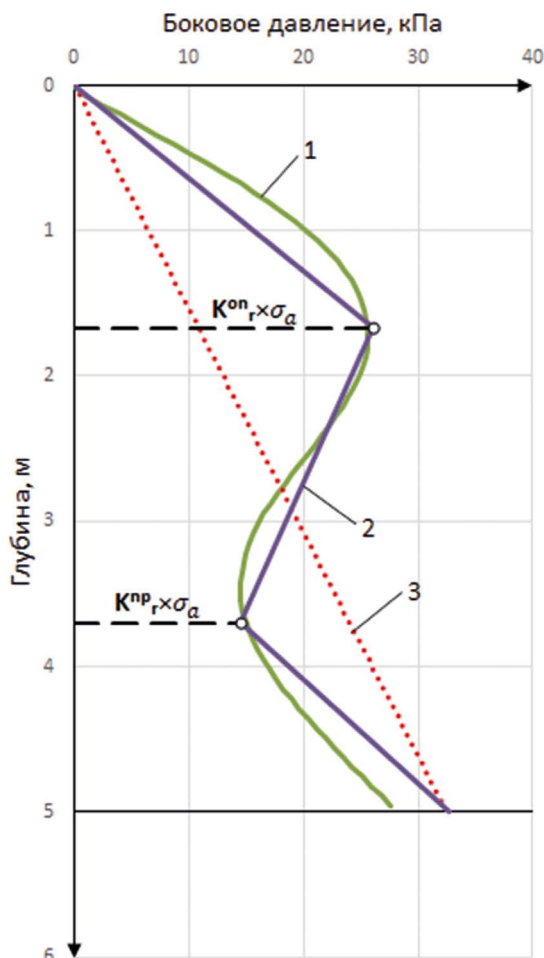


Рис. 6. Пример № 2. Построение эпюры бокового давления несвязного грунта: 1 – эпюра давления грунта, определенная методом наклонных блоков с помощью разработанного ПО; 2 – эпюра давления грунта, определенная при помощи составленных на основе метода наклонных блоков таблиц для расчетов; 3 – эпюра активного давления грунта, определенная методом предельного равновесия (σ_a)

Fig. 6. Example 2. Lateral pressure diagram for unbound soil: 1 – earth pressure diagram determined using the inclined block method by means of the developed software; 2 – earth pressure diagram determined using tables for calculations compiled on the basis of the inclined block method; 3 – active earth pressure diagram determined by the limit equilibrium method (σ_a)

Заключение

В рамках настоящей статьи проведен детальный сравнительный анализ расчетных данных, полученных по численно-аналитическому методу наклонных блоков, с результатами экспериментальных исследований. Анализ продемонстрировал хорошую сходимость теоретических и практических данных, что подтверждает адекватность разработанного метода.

Сформулирован комплекс практических рекомендаций, обеспечивающих учет перераспределения бокового давления в активной зоне для гибких подпорных стенок с верхним распорным креплением, которые не требуют применения специализированных геотехнических программных комплексов. Методика основана на модификации классических методов расчета путем введения поправочных коэффициентов: коэффициента увеличения давления в верхней трети высоты пролета и коэффициента снижения давления в зоне максимальных горизонтальных смещений стенки. Коэффициенты учитывают перераспределение бокового давления в зависимости от относительной гибкости конструкции, прочностных и деформационных характеристик грунта.

Разработанный метод позволяет получить уточненные значения внутренних усилий, демонстрируя существенные отличия от традиционных расчетов: изгибающие моменты в стенке снижаются на 20–25 %, а усилия в распорках увеличиваются на 15–20 %, что соответствует экспериментальным данным и обеспечивает более экономичное и надежное проектирование конструкций за счет адекватного учета реального напряженного состояния грунтового массива.

Список литературы

1. Брыксин В.В. Расчет ограждающих конструкций котлованов методом наклонных блоков. Вестник НИЦ «Строительство». 2018;17(2):35–49.
2. Брыксин В.В. Особенности деформирования модели гибкой подпорной стенки и грунта засыпки. Эксперимент в лабораторных условиях. Вестник НИЦ «Строительство». 2024;41(2):103–117. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-2\(41\)-103-117](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-2(41)-103-117).
3. Лазебник Г.Е. Исследование распределения давления грунта на модели гибких одноанкерных подпорных стенок. Основания, фундаменты и механика грунтов. 1966;(2):3–5.
4. Rowe P.W. Anchored Sheet-Pile Walls. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. 1952;1(1):27–70. <https://doi.org/10.1680/iicep.1952.10942>.
5. Гончаров Ю.М. Экспериментальное исследование взаимодействия шпунтового ограждения и грунта. В: Механика грунтов: сб. ст. Москва: Госстройиздат; 1961, Вып. 43, с. 27–41.
6. Раюк В.Ф. Натурные исследования причальной стенки. В: Труды Института. Ленинград: ВНИИГС; 1967, Вып. 24.
7. Дуброва Г.А. Взаимодействие грунта и сооружений. Москва: Речной транспорт; 1963.
8. Tschebotarioff G.P. Large-Scale Model Earth Pressure Tests of Flexible Bulkheads. Transactions of the American Society of Civil Engineers. 1949;114(1):415–454. <https://doi.org/10.1061/taceat.0006291>.
9. Bransby P.L., Milligan G.W.E. Soil deformations near cantilever sheet pile walls. Geotechnique. 1975;25(2):175–195. <https://doi.org/10.1680/geot.1975.25.2.175>.
10. Nejjar K., Dias D., Cuiira F., Chapron G., Lebissonnais H. Experimental study of the performance of a 32 m deep excavation in the suburbs of Paris. Géotechnique. 2023;73(6):469–479. <https://doi.org/10.1680/jgeot.21.00017>.
11. Ильичев В.А., Петрухин В.П., Колыбин И.В., Мещанский А.Б., Бахолдин Б.В. Геотехнические проблемы строительства ТРК «Манежная площадь». В: НИИОСП им. Герсееванов – 70 лет. Труды института. Москва: Экономика, строительство, транспорт; 2001, с. 31–38.

References

1. *Bryksin V.V.* Calculation of retaining walls by method of inclined blocks. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2018;17(2):35–49. (In Russian).
2. *Bryksin V.V.* Experimental research of a flexible retaining wall model in laboratory conditions. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2024;41(2):103–117. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-2\(41\)-103-117](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-2(41)-103-117).
3. *Lazebnik G.E.* Study of the distribution of soil pressure on the model of flexible single-anchor retaining walls. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1966;(2):3–5. (In Russian).
4. *Rowe P.W.* Anchored Sheet-Pile Walls. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*. 1952;1(1):27–70. <https://doi.org/10.1680/iicep.1952.10942>.
5. *Goncharov Yu.M.* Experimental study of interaction of sheet pile wall and soil. In: *Soil Mechanics: collection of articles*. Moscow: Gosstroizdat Publ.; 1961, iss. 43, pp. 27–41. (In Russian).
6. *Rayuk V.F.* Natural studies of a quay wall. In: *Proceedings of the Institute*. Leningrad: VNIIGS; 1967, issue 24. (In Russian).
7. *Dubrova G.A.* Interaction of soil and structures. Moscow: Rezhnoy transport Publ.; 1963. (In Russian).
8. *Tschebotarioff G.P.* Large-Scale Model Earth Pressure Tests of Flexible Bulkheads. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*. 1949;114(1):415–454. <https://doi.org/10.1061/taceat.0006291>.
9. *Bransby P.L., Milligan G.W.E.* Soil deformations near cantilever sheet pile walls. *Geotechnique*. 1975;25(2):175–195. <https://doi.org/10.1680/geot.1975.25.2.175>.
10. *Nejjar K., Dias D., Cuira F., Chapron G., Lebissonais H.* Experimental study of the performance of a 32 m deep excavation in the suburbs of Paris. *Geotechnique*. 2023;73(6):469–479. <https://doi.org/10.1680/jgeot.21.00017>.
11. *Ilyichev V.A., Petrukhin V.P., Kolybin I.V., Meshchansky A.B., Bakholdin B.V.* Geotechnical problems of construction of the shopping and entertainment center “Manezhnaya Ploshchad”. In: *Gersevanov Research Institute of Structures and Structures – 70 years. Proceedings of the Institute*. Moscow: Ekonomika, stroitel'stvo, transport Publ.; 2001, pp. 31–38. (In Russian).

Информация об авторе / Information about the author

Виталий Владимирович Брыксин, старший научный сотрудник лаборатории методов расчета подземных сооружений и геотехнического прогноза, НИИОСП им. Н.М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: geo.pgs@mail.ru

Vitaly V. Bryksin, Senior Researcher, Laboratory of Methods for Calculating Underground Structures and Geotechnical Forecasting, Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: geo.pgs@mail.ru

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-158-173](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-158-173)
УДК 624.15

EDN: STRAEI

УЧЕТ ОСОБЕННОСТЕЙ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ В ГОРОДАХ НОРИЛЬСКЕ И МУРМАНСКЕ

И.В. КОЛЫБИН, канд. техн. наук
А.В. СКОРИКОВ, канд. техн. наук
О.А. ПОТАПОВА✉

Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений (НИИОСП) им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Рязанский проспект, д. 59, г. Москва, 109428, Российская Федерация

Аннотация

Введение. В рамках программы реновации в Норильске в ближайшие годы планируется комплексное изменение городской среды и инженерной инфраструктуры, предполагающее строительство новых жилых домов, детских садов, школ, поликлиник и восстановление зданий, которые имеют историческую ценность. В городе Мурманске в ближайшее время также планируется строительство более 400 тысяч квадратных метров жилья, детских садов и сопутствующей инфраструктуры.

Цель. Обобщение и анализ применяемых технических решений по основаниям и фундаментам в существующих в настоящее время жилых домах в городах Норильске и Мурманске, рассмотрение всех усложняющих факторов, касающихся геотехнической части проектирования, обзор рекомендаций по применению наиболее целесообразных технических решений для вновь строящихся жилых домов в этих городах.

Материалы и методы. Рассмотрен исторический опыт строительства жилых домов в городах Норильске и Мурманске, дана информация по аварийным ситуациям в жилых домах, сделаны выводы об их причинах, связанных с основаниями и фундаментами. Анализ выполнялся на основании литературных и архивных данных, а также по информации из других открытых источников СМИ в сети Интернет.

Результаты. На основании опыта работы АО «НИЦ «Строительство» приведены обобщенные рекомендации по принятию оптимальных технических решений по основаниям и фундаментам при проектировании жилых домов в городах Норильске и Мурманске.

Выводы. Для обеспечения устойчивости и надежной эксплуатации жилых домов в городах Норильске и Мурманске все принимаемые технические решения по фундаментам и способам подготовки оснований должны учитывать многолетний опыт проектирования и строительства в этих регионах и основываться на достоверных данных инженерно-геологических изысканий, а также быть подтверждены расчетами механического и теплового взаимодействий зданий с грунтами оснований в соответствии с требованиями действующих нормативных документов.

Ключевые слова: многолетнемерзлые грунты, скальные грунты, жилые здания, основания, фундаменты, сваи, прогноз температуры, деформации, устойчивость, изменение климата

Для цитирования: Колыбин И.В., Скориков А.В., Потапова О.А. Учет особенностей инженерно-геологических условий при проектировании оснований и фундаментов в городах Норильске и Мурманске. Вестник НИЦ «Строительство». 2025;46(3):158–173. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-158-173](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-158-173)

Вклад авторов

Все авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

Финансирование

Исследование выполнено в рамках договора с Федеральным центром нормирования, стандартизации и технической оценки соответствия в строительстве (ФАО «ФЦС»).

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 25.07.2025

Поступила после рецензирования 21.08.2025

Принята к публикации 28.08.2025

SPECIFIC FEATURES OF ENGINEERING AND GEOLOGICAL CONDITIONS IN THE DESIGN OF BASES AND FOUNDATIONS IN NORILSK AND MURMANSK

I.V. KOLYBIN, Cand. Sci. (Engineering)

A.V. SKORIKOV, Cand. Sci. (Engineering)

O.A. POTAPOVA✉

Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Ryazanskiy ave., 59, Moscow, 109428, Russian Federation

Abstract

Introduction. The Norilsk renovation program envisages comprehensive changes to the urban environment and engineering infrastructure in the coming years, including the construction of new residential buildings, kindergartens, schools, clinics, as well as the restoration of buildings of historical value. The City of Murmansk also plans to construct over 400,000 square meters of housing, kindergartens, and related infrastructure in the near future.

Aim. To summarize technical solutions used for bases and foundations in residential buildings in Norilsk and Murmansk, to consider all complicating factors related to geotechnical design, and to review recommendations on the most appropriate technical solutions for new residential buildings in these cities.

Materials and methods. The experience in constructing residential buildings in Norilsk and Murmansk is examined using literary and archival data, as well as information from other open sources in the media on the Internet. Data on emergency situations in residential buildings is provided, and conclusions are drawn about their causes related to bases and foundations.

Results. Summary recommendations for adopting optimal technical solutions for bases and foundations when designing residential buildings in Norilsk and Murmansk are provided from the experience of JSC Research Center of Construction.

Conclusions. For sustainability and reliable operation of residential buildings in Norilsk and Murmansk, all technical decisions regarding foundations and methods of preparing bases should consider the long-term experience of design and construction in these regions thus being supported by reliable data from engineering and geological surveys. Furthermore, calculations of the mechanical and thermal interactions of buildings with foundation soils in accordance with the requirements of current regulatory documents should be used.

Keywords: permafrost soils, rocky soils, residential buildings, bases, foundations, piles, temperature forecasts, deformations, stability, climate change

For citation: Kolybin I.V., Skorikov A.V., Potapova O.A. Specific features of engineering and geological conditions in the design of bases and foundations in Norilsk and Murmansk. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2025;46(3):158–173. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-158-173](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-158-173)

Authors contribution statement

All the authors have made an equal contribution to the preparation of the publication.

Funding

The study was carried out under the contract with Federal Center for Regulation, Standardization, and Technical Assessment in Construction (FAU "FCC").

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 25.07.2025

Revised 21.08.2025

Accepted 28.08.2025

Введение

Город Норильск – самый северный город мира с численностью населения более 150 тысяч человек, административно входит в Красноярский край и расположен в 300 км к северу от Северного полярного круга, в 2400 км от Северного полюса, отличается крайне суровым климатом субарктического типа. Это один из наиболее холодных и ветреных городов мира, находится на территории сплошного распространения многолетнемерзлых грунтов с мощностью мерзлоты 100–400 м и более.

Основным фактором, влияющим на принятие решений по основаниям и фундаментам зданий и сооружений, является вопрос теплового взаимодействия сооружений с мерзлыми грунтами основания. С точки зрения СП 25.13330.2020 [1], рекомендациями которого следует руководствоваться при строительстве на территории распространения многолетнемерзлых грунтов, к которой относится город Норильск, при проектировании оснований и фундаментов в первую очередь следует определить принцип строительства с точки зрения использования мерзлых грунтов в основании.

Для обеспечения устойчивости зданий в период строительства и в течение всего периода эксплуатации необходимо учитывать все характерные особенности грунтового основания участка строительства, такие как прочностные и деформационные характеристики грунтов, слагающих основание, наличие и степень засоленности, уровень грунтовых вод, наличие, глубина заложения и температурный режим мерзлых грунтов, а также необходимо прогнозировать изменение вышеперечисленных характеристик основания на период эксплуатации объекта с учетом воздействия факторов строительства зданий в зависимости от их конструктивных и иных особенностей.

Город Мурманск расположен за Северным полярным кругом, большая часть города расположена на Кольском полуострове, окруженном Баренцевым и Белым морями. Территория г. Мурманска также характеризуется сложными инженерно-геологическими, климатическими и логистическими условиями.

В настоящее время в Мурманске происходит снос аварийных домов, при этом причинами аварийности признаны не проблемы с фундаментами, а общее ветшание жилого фонда; предполагается строительство нескольких сотен тысяч квадратных метров нового жилья.

Несмотря на то что Мурманская область на территории Кольского полуострова характеризуется наличием островного распространения многолетнемерзлых пород мощностью до 50 м, непосредственно в городе Мурманске многолетнемерзлые грунты отсутствуют. Для города Мурманска характерно наличие скальных грунтов с различным положением кровли скалы. Соответственно, основным определяющим фактором грунтового основания при выборе типа фундамента является наличие либо отсутствие и глубина заложения скальных пород, являющихся прочным недеформируемым основанием для всех типов зданий, а также наличие с поверхности слоев торфа и других слабых грунтов.

Особенности строительства в городе Норильске

Географические, климатические и геологические условия в городе Норильске

Город Норильск является основным населенным пунктом Норильского промышленного региона, куда также входят районы Талнах и Кайеркан, жилое образование Оганер и поселок Снежногорск. Город Дудинка, находящийся в 90 км к западу от Норильска, в состав Норильского промышленного региона не входит, однако неразрывно связан с ним, выполняя функцию морского и речного порта для всех предприятий района, он также связан с Норильском железной и шоссейной дорогами. С городами Российской Федерации сухопутное сообщение отсутствует, за исключением зимних технологических дорог через Дудинку или Снежногорск на автомобилях повышенной проходимости. Связь городов Норильского промышленного района с центральными районами России осуществляется авиатранспортом через аэропорт Алыкель, расположенный в 34,5 км от г. Норильска. Кроме воздушного сообщения основная доставка грузов производится морским и речным путем через порт Дудинку по Севморпути круглогодично, а в летний период и по реке Енисей.

Норильский промышленный регион относится к районам Крайнего Севера и Арктической зоне. Норильск отличается крайне суровым климатом субарктического типа. Полярная ночь длится с 26 ноября по 13 января, полярный день – с 20 мая по 20 июля.

Зима в городе – долгая и холодная (средняя температура января – около минус 27 °С), характерной особенностью которой является частое установление морозной погоды в совокупности с сильными ветрами. Период с отрицательной температурой длится около 240 дней в году, при этом отмечается более 50 дней с метелями. Климатическая зима длится с начала октября до конца мая. Снежный покров сохраняется от 7 до 9 месяцев в году. Лето – короткое, прохладное (средняя температура июля – плюс 14,3 °С).

Среднегодовая температура воздуха в Норильске равна минус 9,6 °С, годовой ход абсолютной температуры составляет 85 °С. Среднегодовая относительная влажность воздуха – около 76%.

Инженерно-геологические изыскания района начались с конца 40-х годов в связи с началом проектирования и строительства промышленного района г. Норильска и проводились ведущими организациями Москвы, Ленинграда, Красноярска и др.

Норильск расположен в зоне сплошного распространения многолетнемерзлых пород. Район относится к Енисей-Путоранскому геокриологическому региону, в пределах которого

выделяются три геокриологические области: Приенисейская аккумулятивная долина, Норильско-Рыбнинская межгорная равнина, Норильское и Хараелахское структурно-денудационное плато.

Приенисейская аккумулятивная равнина охватывает небольшой участок в северо-западной части района, мощность многолетнемерзлых пород в ее пределах достигает 200 м.

Норильско-Рыбнинская межгорная равнина пересекает территорию Норильского промышленного района с юго-востока на северо-запад; в пределах Норильско-Рыбнинской равнины мощность мерзлоты изменяется в зависимости от абсолютных отметок рельефа, составляя в поймах рек 15–20 м, а в пределах распространения ледово-морских и озерных террас – до 50 м. На предсклоновых участках территории мощность ММП (многолетнемерзлых пород) увеличивается до 100 м.

Норильское и Хараелахское структурно-денудационное плато характеризуются горным и предгорным типами и охватывают, соответственно, южную и северо-восточную части территории Норильского промышленного района. Мощность мерзлых пород подчиняется ярко выраженной высотной зональности, составляя 100–150 м в средней части склонов и 150–400 м на поверхности плато.

Толща многолетнемерзлых грунтов в пределах Норильского региона является эпикриогенной, что в основном определяет особенности криогенного строения горных пород. При прочих равных условиях наблюдается закономерное уменьшение льдистости с глубиной от 0,2–0,6 до 0,03–0,2 д. е., что свидетельствует о формировании эпикриогенной толщи мерзлых пород в условиях закрытой системы. Максимальной льдистостью характеризуется верхняя часть разреза (первые 5–10 м), что объясняется миграцией влаги к фронту промерзания. В целом льдистость уменьшается от тонкодисперсных пород к крупнообломочным.

Инженерно-геокриологические условия города Норильска характеризуются на большей части территории распространением многолетнемерзлых грунтов сливающегося и несливающегося типов на всю разведанную глубину, также встречаются участки распространения талых грунтов с линзами вечномерзлых грунтов – перелетков. Грунты от незасоленных до средnezасоленных.

Мерзлые породы представлены скальными, крупнообломочными, песчаными и глинистыми грунтами. Температурный режим многолетнемерзлых грунтов в пределах Норильского промышленного района отличается существенным разнообразием, в зависимости от геоморфологических условий, мощности снежного покрова, характера растительности и литологии пород, слагающих мерзлую толщу. Мерзлые грунты встречаются как высокотемпературные, так и низкотемпературные, твердомерзлые, пластичномерзлые и сыпучемерзлые, от слабольшдистых до сильнольдистых, встречаются также отдельные линзы льда. На большей части территории Норильска в основании встречаются скальные грунты – габбро-долериты, диабазы, базальты и т. д. Глубина залегания кровли скальных пород изменяется от нескольких десятков метров до выхода скалы на поверхность. Кровля скальных грунтов перекрыта озерно-ледниковыми дисперсными отложениями (песками, супесями, суглинками и крупнообломочными гравийными грунтами).

Четвертичные отложения представлены мохово-растительным слоем и торфом различной мощности, щебеночными и галечниковыми грунтами с крупностью отдельных элементов до 400 мм с глинистыми и песчаными заполнителями. Также четвертичные отложения

представлены мореной – суглинками, супесями с содержанием крупнообломочного грунта крупностью элементов до 200–400 мм.

На поверхности застроенной территории практически повсеместно имеются техногенные насыпные грунты, представленные в основном крупнообломочными дисперсными грунтами с глинистым заполнителем. Частицы (обломки) являются продуктом разработки месторождений, представлены базальтами средней прочности и прочными, крупностью отдельных элементов до 600 мм.

На территории Норильского промышленного региона наиболее широко представлены термокарстовые озера, морозобойные трещины, морозное пучение, процессы заболачивания и подтопления.

Современное состояние жилой застройки города Норильска и причины деформаций зданий

В настоящее время в жилом фонде Норильска представлены в основном 5–12-этажные здания с централизованным отоплением, холодным и горячим водоснабжением, электро-снабжением, а также административные, спортивные и культурные сооружения, асфальтированные дороги и пр.

В соответствии с действующими нормативными документами, основным из которых является СП 25.13330.2020 [1] (регламентирующий проектирование и строительство оснований и фундаментов зданий и сооружений на многолетнемерзлых грунтах), при строительстве зданий и сооружений применяются два принципа использования многолетнемерзлых грунтов в качестве оснований:

- принцип I – многолетнемерзлые грунты основания используются в мерзлом состоянии, сохраняемом в процессе строительства и в течение всего периода эксплуатации сооружения или с допущением их промораживания в период строительства и эксплуатации;
- принцип II – многолетнемерзлые грунты основания используются в оттаянном или оттаивающем состоянии (с их предварительным оттаиванием на расчетную глубину до начала возведения сооружения или с допущением их оттаивания в период эксплуатации сооружения).

В Норильске исторически сложилось так, что строительство велось только на участках, где на относительно небольшой глубине залегает скальный грунт, на который и опирались фундаменты. Позже, когда строительство начало распространяться на участки, сложенные дисперсными многолетнемерзлыми грунтами, их использование всегда предполагалось по принципу I с применением мероприятий по сохранению мерзлоты в основании зданий, основным из которых является устройство вентилируемых подполий под зданиями. Соответственно, основным типом фундамента в городе и в регионе в целом является фундамент из свай (преимущественно погруженных буроопускным или буронабивным способом), опирающихся либо на скальный, либо на мерзлый дисперсный грунт (в этом случае здание имеет вентилируемое подполье).

В процессе эксплуатации застроенной городской территории произошли изменения инженерно-геокриологических условий, а именно, отмечается частичная деградация мерзлоты, выраженная в формировании техногенных таликов различной мощности (от 5–10 м от поверхности земли до нескольких десятков метров) за счет многолетнего теплового влияния на грунты основания зданий, сооружений, подземных коммуникаций, возведенных насыпей и других изменений в условиях теплообмена с окружающей средой. Деградация,

т. е. постепенное опускание кровли мерзлоты, а также повышение ее температуры даже в спектре отрицательных значений, является для города основной проблемой, приводящей к деформациям и аварийному состоянию жилых домов: за последние 30 лет в Норильске признаны аварийными десятки зданий. Причиной разрушения сооружений в большинстве случаев является снижение несущей способности свайных фундаментов, а также их просадочные деформации, связанные в основном с оттаиванием или повышением температуры мерзлых грунтов основания по причинам протечек из коммуникаций (засоление и минерализация грунтов из-за утечек сточных вод, попадание в грунты теплой воды), неудовлетворительной работе вентилируемых подполий, отсутствием сети ливневой канализации и т. д.

Изменение климата в последние годы также вызывает деструктивные процессы повышения температуры грунтов в основаниях фундаментов, что в дальнейшем может привести к еще большему количеству деформаций сооружений.

В процессе техногенного освоения территории произошли изменения также и в части гидрогеологических условий: состав подземных вод изменился в результате вертикальной планировки местности и освоения территории. Степень минерализации и химический состав подземных вод существенно изменились в связи с попаданием в них промышленных и сточных вод от эксплуатируемых в городе Медного и Надеждинского заводов. В результате этого ранее неагрессивные воды после освоения территории стали агрессивными, что не всегда учитывалось при проектировании.

Также одной из значимых причин неравномерных деформаций зданий является морозное пучение: касательные силы морозного пучения, воздействующие на боковые поверхности свай и приводящие к их поднятию, а также силы нормального морозного пучения, воздействующие на горизонтальные конструкции – подошвы столбчатых фундаментов, опор сетей и т. д.

Рекомендации по проектированию оснований и фундаментов вновь строящихся жилых домов в городе Норильске

Предполагается, что строительство новых жилых домов в городах Норильске и Мурманске будет осуществляться в виде многоэтажных (5–12 и более этажей), длинных, многоподъездных зданий, ширина которых не будет превышать 24 м.

С точки зрения взаимодействия с грунтами основания и факторов, влияющих на проектирование фундаментов, жилые дома в городе Норильске можно классифицировать следующим образом:

1. По передаваемым на основание и фундаменты нагрузкам:
 - 1.1. Нагрузки, зависящие от этажности зданий:
 - малоэтажные жилые дома – дома в 1–4 этажа;
 - многоэтажные жилые дома – в основном это 5–12-этажные здания.
 - 1.2. Нагрузки, зависящие от материалов конструкции дома:
 - деревянные жилые дома (дома из дерева можно встретить в малоэтажном жилом фонде);
 - кирпичные жилые дома (также представлены в основном в малоэтажном строительстве 1–5-этажных домов);
 - дома из сборных железобетонных панелей;
 - дома из монолитного железобетона.
2. По габаритам зданий в плане:

- здания шириной до 12 м;
- здания шириной до 24 м;
- здания шириной свыше 24 м.

3. По конструктивным схемам зданий:

- здания с несущими колоннами;
- здания с несущими стенами;
- смешанная конструктивная схема.

4. По передаваемой в грунты основания тепловой нагрузке:

– здания с вентилируемыми подпольями, т.е. плита перекрытия 1-го этажа поднята над поверхностью земли на высоту 1,5–2 м, образуя под домом открытое проветриваемое пространство;

– здания без вентилируемых подполий, т.е. полы 1-го этажа устраиваются по плите, уложенной непосредственно на грунт, либо устраивается заглубленный подвал.

Важнейшей характеристикой грунтового основания, определяющей принятие решения по основанию и фундаменту здания в Норильске, является наличие и глубина заложения скальных грунтов в основании участка строительства. При наличии скальных грунтов до глубины 15–20 м строительство можно вести без применения мероприятий по защите многолетнемерзлых грунтов от оттаивания, т.е. по принципу II с допущением оттаивания мерзлых грунтов в процессе эксплуатации здания. Фундаменты всех несущих конструкций домов (в том числе фундаментные плиты и полы по грунту) в этом случае следует проектировать с опиранием на скальный грунт, который при оттаивании не меняет своих свойств – в виде свай (или фундаментов мелкого заложения при залегании кровли скалы на глубине до 3–5 м).

В случае расположения площадки строительства жилого дома на участке, сложенном дисперсными мерзлыми грунтами, основным фактором, влияющим на принятие решений по основаниям и фундаментам зданий и сооружений в Норильске, является вопрос теплового взаимодействия сооружений с мерзлыми грунтами основания, поскольку прочностные и деформационные характеристики мерзлых грунтов зависят от их температуры. Определяющим и обязательным расчетом при проектировании фундаментов является прогнозный теплотехнический расчет изменения температурного режима грунтов основания с учетом всех влияющих тепловых факторов на весь период строительства и эксплуатации зданий, в том числе с учетом тренда повышения температуры воздуха в процессе глобального изменения климата. Расчет фундаментов по несущей способности и по деформациям должен выполняться для наихудшего на весь расчетный период распределения температуры грунта.

Учитывая мерзлотно-грунтовые условия города Норильска, при отсутствии скальных грунтов в основании, практически всегда следует применять принцип I строительства. Это обусловлено тем, что:

- мерзлые низкотемпературные грунты обладают достаточно высокой несущей способностью и практически отсутствием деформируемости, т.е. по своим свойствам приравниваются к скальным грунтам;
- в процессе эксплуатации в пределах зоны теплового влияния здания оттаивание мерзлого грунта приводит к образованию просадочных неравномерных деформаций, связанных с оттаиванием ледяных частиц и последующему уплотнению грунта, что происходит в массиве грунта независимо от типа фундамента и глубины его заложения;

– помимо деформативности, оттаявший мерзлый грунт теряет свои прочностные свойства, что также приводит к снижению несущей способности фундаментов и неравномерным деформациям.

Обязательно должны быть предусмотрены мероприятия по обеспечению устойчивости грунтового массива на весь период эксплуатации здания, т. е. по предотвращению возникновения и развития деформаций сооружения, вызванных постепенным оттаиванием мерзлой толщи грунтов в течение эксплуатационного периода.

В качестве такого мероприятия следует предусматривать в конструкции зданий пространства вентилируемого подполья, препятствующего попаданию теплого воздуха в грунт основания.

Для сохранения и понижения температуры мерзлых грунтов и, соответственно, сохранения и повышения их несущей способности следует применять, наряду с вентилируемыми подпольями, также мероприятия по искусственному понижению температуры грунтов методами термостабилизации – вертикальными сезонно-охлаждающими устройствами, устанавливаемыми у свай.

Существует также множество других технических решений по термостабилизации грунтов, однако для свайного фундамента с вентилируемым подпольем оптимальным решением являются именно отдельно стоящие вертикальные термостабилизаторы заводской готовности, работающие в зимний период года за счет холодного воздуха, не требующие затрат на электроэнергию для работы холодильно-компрессорного оборудования.

Таким образом, основным применяемым в настоящее время и рекомендуемым в дальнейшем типом фундамента в городе Норильске является фундамент из свай с вентилируемым подпольем, что предотвращает оттаивание мерзлоты и обеспечивает передачу нагрузок от зданий на недеформируемый мерзлый грунт. Также рекомендуется рассмотрение применения методов искусственной термостабилизации для дополнительного понижения температуры грунтов или для отсекаания теплового потока от здания (при отсутствии вентилируемых подполий).

Варианты фундаментов без свай, а также без вентилируемых подполий могут быть использованы, но с обязательным расчетным обоснованием прогнозного изменения температуры грунтов и с применением при необходимости дополнительных мероприятий по термостабилизации грунтов.

Учитывая наличие в Норильске завода ЖБИ, выпускающего железобетонные сваи, следует в первую очередь применять изделия местного производства – готовые железобетонные сваи квадратного сечения различной длины.

Использование принципа II с применением предварительного оттаивания на расчетную глубину не является целесообразным и технически осуществимым: учитывая тот факт, что в естественном состоянии мерзлый грунт может быть как низко-, так и высокотемпературным и может находиться в твердомерзлом и пластичномерзлом состоянии, т. е. кроме льда содержит большое количество незамерзшей воды, то технически будет возможным осуществить оттаивание на какую-либо незначительную глубину. Но при отсутствии фильтрации оттаявшие участки толщи будут находиться в текучем состоянии, при этом основная часть мерзлого массива останется в пластичномерзлом состоянии, а дальнейший процесс оттаивания при эксплуатации приведет к просадкам сооружения.

Как упоминалось выше, причиной разрушения сооружений, построенных на территории мерзлых грунтов, в большинстве случаев является повышение температуры мерзлых грунтов и их оттаивание, что приводит к резкой потере несущей способности основания и к возникновению неравномерных сверхнормативных деформаций фундаментов.

Также причиной сверхнормативных деформаций фундаментов, которые могут привести к аварийному состоянию зданий, являются воздействия на фундаментные конструкции сил морозного пучения – касательных, воздействующих на боковые поверхности свай и грани фундаментов мелкого заложения, и нормальных, действующих на подошвы фундаментных плит и других фундаментов мелкого заложения. В условиях города Норильска при отсутствии в основании скальных грунтов для строительства жилых домов не рекомендуется применение плитных фундаментов (кроме случая их опирания на скальный либо непучинистый грунт), также практически отсутствуют случаи рекомендации применения фундаментов мелкого заложения, но в случаях, когда такие фундаменты все-таки применяются, основными способами избежать воздействия нормальных и касательных сил морозного пучения являются:

- заглубление подошв фундаментов ниже слоя сезонного промерзания – оттаивания, максимальная глубина которого определена прогнозным теплотехническим расчетом;
- нанесение на боковые грани фундаментов лакокрасочных покрытий, снижающих силы смерзания поверхности с грунтом;
- замещение грунта под подошвой фундаментов и в пазухах обратной засыпки котлована непучинистым грунтом – песчаным средней крупности и крупным.

Актуальной проблемой является также защита свай от воздействия касательных сил морозного пучения. С этой целью следует предусматривать следующие мероприятия:

- заглубление свай ниже слоя сезонного промерзания – оттаивания на глубину, при которой несущая способность по боковой поверхности свай будет выше, чем расчетная касательная сила морозного пучения (при наличии выдерживающих нагрузок на сваи – суммарно с этой величиной);
- нанесение на верхнюю часть свай лакокрасочных покрытий, снижающих благодаря гладкой поверхности силу смерзания свай с грунтом в слое сезонного промерзания – оттаивания;
- применение анкерных конструкций свай;
- понижение температуры грунтов для увеличения сил смерзания по боковой поверхности в грунте ниже слоя сезонного промерзания – оттаивания, т. е. несущей способности свай;
- уменьшение глубины слоя сезонного промерзания – оттаивания с помощью укладки теплозащитных экранов на поверхность грунта (но этот метод следует применять только с учетом результатов теплотехнических расчетов, подтверждающих отсутствие многолетнего повышения температуры основания из-за препятствия к поступлению холодного воздуха; в основном только с учетом применения термостабилизации грунтов);
- устройство в верхней части свай выемки и замещения грунта в пределах слоя сезонного промерзания – оттаивания непучинистым грунтом.

Особенности строительства в городе Мурманске

Климатические и геологические условия в городе Мурманске

Мурманская область расположена на севере Европейской части России и входит в состав Северо-Западного федерального округа. Мурманск является крупнейшим незамерзающим портом России, расположенным за полярным кругом. Почти вся территория Мурманской области находится за полярным кругом и относится к районам Крайнего Севера и Арктическому региону, около 70% территории расположено на Кольском полуострове.

Климат в южной части умеренно холодный, в северной – субарктический морской, смягченный теплым Северо-Атлантическим течением (северо-восточное продолжение Гольфстрима), что позволяет осуществлять судоходство круглый год. Средняя температура воздуха наиболее холодных месяцев (январь-февраль) составляет от минус 8 °С на севере области (влияние теплого течения) до минус 12 – минус 15 °С в центральных районах. Летом, соответственно, плюс 8 °С и плюс 14 °С.

В городе Мурманске многолетнемерзлые грунты практически отсутствуют.

По степени благоприятности для градостроительного освоения выделяются следующие зоны:

I. Благоприятные, на которых возможно ведение любого вида строительства, не требующего больших капиталовложений в инженерную подготовку территории и работ по выполнению нулевого цикла. Благоприятные для строительства территории имеют прерывистое распространение, характеризуются уклонами поверхности до 10% и залеганием грунтовых вод на глубине свыше 2 м. Основаниями для фундаментов зданий и сооружений здесь служат ледниковые отложения, морские мелкозернистые, иногда гравелистые пески, глины и суглинки.

II. Ограниченно-благоприятные, на которых также возможны любые виды строительства, но требующие при этом значительных капитальных вложений в работы по выполнению нулевого цикла сооружений и инженерную подготовку территории. Как правило, строительство и особенно эксплуатация сооружений в пределах этих участков требуют особого внимания, контроля и затрат в течение всего процесса возведения и эксплуатации сооружений.

К ограниченно благоприятным для строительства относятся территории:

- с уклоном поверхности 10–20%;
- с грунтовыми водами на глубине менее 2 м;
- заболоченные с мощностью торфа до 2 м;
- с грунтами, имеющими пониженную несущую способность.

Основаниями для фундаментов здесь будут служить преимущественно скальные породы, реже – морена и морские отложения. Скальные грунты (граниты, гнейсы, жильные диабазы, габбро и т. п.) являются надежным основанием для любого вида строительства.

Заболоченные участки с мощностью торфа до 2 м занимают значительную территорию, особенно на западном берегу Кольского залива. Основанием для фундаментов будут служить коренные породы, морские, флювиогляциальные, моренные отложения, находящиеся в увлажненном состоянии.

III. Неблагоприятные – участки особо сложные по инженерно-геологическим условиям:

- территории с уклонами поверхности более 20%, занимающие небольшие площади в северной части города;

- крутые обрывистые склоны, уступы;
- поймы мелких рек и ручьев;
- карьеры и изрытости глубиной более 2 м, расположенные в разных частях города, но наибольшие по площади заняты ими в юго-восточной части, где глубина карьеров достигает 30–50 м;
- торфяники с мощностью торфа 2–8 м, занимающие небольшие площади. Торфяники не могут служить естественным основанием для фундаментов сооружений. Подстилаются они морскими супесями, суглинками и песками или озерно-ледниковыми и ледниковыми отложениями. Строительство на таких участках возможно с применением свайных оснований;
- территории, затопляемые при максимальных расчетных уровнях воды 1 % обеспеченности в Кольском заливе и озерах.

Технические решения по основаниям и фундаментам, применяемые в настоящее время для жилых домов в городе Мурманске

Распределение жилых территорий по виду застройки в Мурманске выглядит следующим образом:

- застройки индивидуальными жилыми домами – 83,1 га (6 % от общей площади жилых территорий);
- застройки малоэтажными жилыми домами – 257,0 га (17 %);
- застройки многоэтажными жилыми домами – 1012,4 га (67 %);
- смешанная жилая застройка – 158,2 га (10 %).

Плотность населения в границах жилой застройки имеет следующие значения:

- зона застройки индивидуальными жилыми домами – 10–15 чел./га;
- зона застройки малоэтажными жилыми домами – 120–140 чел./га;
- зона застройки многоэтажными жилыми домами – 220–250 чел./га;
- смешанная жилая застройка – 170–190 чел./га.

Плотность населения в границах города составила 19 чел./га.

Фундаменты зданий в городе Мурманске чаще всего выполняются в следующих вариантах, в зависимости от геологических условий:

- при относительно неглубоком залегании скальных грунтов (до 3–5 м) применяются фундаменты мелкого заложения (ленточные, столбчатые или плитные) с опиранием их подошв на кровлю скального грунта;
- при вскрытых скальных грунтах на глубинах до 5–12 м применяются свайные фундаменты в виде свай-стоек, нижние концы которых заделываются в скальный грунт;
- при залегании с поверхности торфяно-болотных отложений обычно выполняется либо их выемка и замещение этих отложений на песчано-гравийный грунт и опирание на этот грунт фундаментов мелкого заложения, либо прорезание торфов сваями и заглубление свай в несущие нижележащие слои;
- при наличии в основании моренных отложений, озерно-ледниковых, аллювиальных и т.д., представленных песками, супесями, суглинками и глинами, применяются как фундаменты мелкого заложения, так и свайные, в зависимости от физико-механических характеристик грунтов на конкретной площадке строительства и от передаваемых нагрузок на фундаменты.

Учитывая логистическую удаленность региона, сборные конструкции столбчатых и ленточных фундаментов мелкого заложения применяются достаточно редко, чаще используется монолитный железобетон.

Рекомендации по проектированию оснований и фундаментов вновь строящихся жилых домов в городе Мурманске

Для города Мурманска, на территории которого многолетнемерзлые грунты в основном отсутствуют, основным определяющим фактором грунтового основания при выборе типа фундамента является наличие либо отсутствие скальных пород, являющихся прочным недеформируемым основанием для всех типов зданий, не ухудшающим свои характеристики с течением времени.

Для вновь строящихся жилых домов рекомендованы те же технические решения по фундаментам, что и применяемые до этого, учитывая инженерно-геологические характеристики каждой конкретной площадки строительства.

Если кровля скальных грунтов залегает на глубине до 3–5 м, в качестве фундаментов рекомендуется применять различные конструкции фундаментов мелкого заложения, опирание которых осуществляется непосредственно на кровлю скального грунта. Устройство таких фундаментов следует осуществлять в открытых котлованах. Конструктивно фундаменты могут быть столбчатыми, ленточными и плитными, конструкция фундамента определяется конструкцией зданий и их опорных частей: под несущие колонны устраиваются столбчатые фундаменты, под стены дома – ленточные, также можно разработать единый плитный фундамент.

При залегании кровли скального грунта на глубине до 5–12 м, когда устройство фундаментов в открытом котловане уже технически и экономически нецелесообразно, следует применять свайные фундаменты в виде свай-стоек, нижние концы которых заделываются в скальный грунт.

В случае опирания фундаментов, как мелкого заложения, так и свайных, на скальный грунт следует обращать внимание на степень выветрелости кровли скалы, так как для передачи нагрузки от сооружения необходимо заглубить фундаменты ниже выветрелого слоя на прочный скальный грунт.

В случае отсутствия в инженерно-геологическом разрезе участка строительства скальных грунтов в пределах до 15–20 м в качестве несущего слоя основания следует рассматривать дисперсные грунты (пески, суглинки, глины), залегающие с поверхности: в этом случае могут применяться как фундаменты мелкого заложения, так и свайные в виде висячих свай.

В случае, если на участке строительства с поверхности залегает слой торфа, который обладает крайне низкими прочностными характеристиками и очень сильно деформируется под нагрузкой, то он не может служить основанием фундамента здания, поэтому следует предусматривать выемку и замещение этих слабых грунтов на уплотненный песчаный либо песчано-гравийный грунт и опирание на замещенный грунт фундаментов мелкого заложения. Также в данных условиях можно запроектировать свайный фундамент, который устраивается без выемки торфа, за счет прорезания слоя торфа сваями и заглубления свай в несущие нижележащие слои.

Фундаменты мелкого заложения могут быть запроектированы как в виде готовых сборных элементов, так и из монолитного железобетона, в зависимости от технического обеспечения площадки, стоимости доставки материалов и других экономических показателей.

Погружение свай осуществляется забивным или бурозабивным способом (для железобетонных свай квадратного сечения заводского изготовления), либо сваи выполняются буронабивными, т. е. устраиваются из монолитного железобетона непосредственно в скважине.

Список литературы

1. СП 25.13330.2020. Основания и фундаменты на вечномёрзлых грунтах. Актуализированная редакция СНиП 2.02.04-88 [интернет]. Режим доступа: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/117292/>.
2. Мельников П.И. (ред.). Проблемы геокриологии: Сб. науч. тр. Москва: Наука; 1988.
3. Хрусталева Л.Н., Давыдова И.В. Прогноз потепления климата и его учет при оценке надежности оснований зданий на вечномёрзлых грунтах. Криосфера Земли. 2007;XI(2):68–75.
4. СП 131.13330.2020. Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99* [интернет]. Режим доступа: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/118243/>.
5. РСН 67-87. Инженерные изыскания для строительства, составление прогноза изменений температурного режима вечномёрзлых грунтов численными методами [интернет]. Режим доступа: <https://files.stroyinf.ru/Data2/1/4294854/4294854917.pdf>.
6. Олофинская Н.Е., Бердин В.Х., Гершинкова Д.А., Добролюбова Ю.С., Маслобоев В.А. Комплексные климатические стратегии для устойчивого развития регионов российской Арктики в условиях изменения климата (модельный пример Мурманской области): Резюме. Москва: Российский региональный экологический центр; 2009.
7. Хрусталева Л.Н., Емельянова Л.В. Определение температурного коэффициента при расчете несущей способности вечномёрзлого основания в условиях меняющегося климата. Основания, фундаменты и механика грунтов. 2013;(1):14–16.
8. Коновалов А.А. Прочностные свойства мерзлых грунтов при переменной температуре. Новосибирск: Наука, Сибирское отделение; 1991.
9. Изменение климата, 2007: Смягчение изменений климата. Вклад Рабочей группы III в Четвертый оценочный доклад Межправительственной группы экспертов по изменению климата об оценках [интернет]. Режим доступа: <https://www.ipcc.ch/site/assets/uploads/2020/02/ar4-wg3-sum-vol-ru.pdf>.
10. Об особенностях климата на территории Российской Федерации за 2008 год. Москва: Росгидромет; 2009.
11. Павлов А.В. Мерзлотно-климатический мониторинг России: методология, результаты наблюдений, прогноз. Криосфера Земли. 1997;1(1):47–58.
12. Кобышева Н.В. (ред.). Климат России. СПб.: Гидрометеиздат; 2001.
13. Оценочный доклад об изменениях климата и их последствиях на территории Российской Федерации (в двух томах). Москва: Росгидромет; 2008.
14. Семенов А.В. Инструментальные климатические наблюдения на Кольском полуострове и особенности обслуживания региональных потребителей климатической информацией [доклад]. В: Адаптация к изменению климата и ее роль в обеспечении устойчивого развития регионов: Междунар. конф. Мурманск, 13 мая 2008 г.
15. Конищев В.Н. Реакция вечной мерзлоты на потепление климата. Вестник Московского университета. Сер. 5. География. 2009;(4):10–20.
16. Клименко В.В., Хрусталева Л.Н., Микушина О.В., Емельянова Л.В., Ершов Э.Д., Пармузин С.Ю., Терешин А.Г. Изменения климата и динамики толщ многолетнемерзлых пород на северо-западе России в ближайшие 300 лет. Криосфера Земли. 2007;XI(3):3–13.
17. Романенко Ф.А., Шиловцева О.А. Геоморфологические процессы в горах Кольского полуострова и изменения климата. Вестник Московского университета. Сер. 5. География. 2016;(6):78–86.

References

1. SP 25.13330.2020. Soil bases and foundations on permafrost soils. Updated version of SNiP 2.02.04-88 [internet]. Available at: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/117292/>. (In Russian).
2. Melnikov P.I. (ed.). Problems of geocryology: Coll. sci. tr. Moscow: Nauka Publ.; 1988. (In Russian).
3. Khrustalev L.N., Davydova I.V. Forecast of climate warming and its consideration when assessing the reliability of building foundations on permafrost soils. Earth's Cryosphere. 2007;XI(2):68–75. (In Russian).
4. SP 131.13330.2020. Building climatology. Updated version of SNiP 23-01-99* [internet]. Available at: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/118243/>. (In Russian).
5. RSN 67-87. Engineering surveys for construction, forecasting changes in the temperature regime of permafrost soils using numerical methods [internet]. Available at: <https://files.stroyinf.ru/Data2/1/4294854/4294854917.pdf>. (In Russian).
6. Olofinskaya N.E., Berdin V.Kh., Gershinkova D.A., Dobrolyubova Yu.S., Masloboev V.A. Integrated climate strategies for sustainable development of Russian Arctic regions in the context of climate change (a model example of the Murmansk region) Abstract. Moscow: Russian Regional Ecological Center; 2009. (In Russian).
7. Khrustalev L.N., Emelyanova L.V. Determination of the temperature coefficient when calculating the bearing capacity of a permafrost foundation in a changing climate. Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2013;(1):14–16. (In Russian).
8. Kononov A.A. Strength properties of frozen soils at variable temperatures. Novosibirsk: Nauka Publ., Siberian Branch; 1991. (In Russian).
9. Climate Change, 2007: Mitigation of Climate Change. Contribution of Working Group III to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change on assessments [internet]. Available at: <https://www.ipcc.ch/site/assets/uploads/2020/02/ar4-wg3-sum-vol-ru.pdf>. (In Russian).
10. On the Features of the Climate in the Territory of the Russian Federation for 2008. Moscow: Roshydromet Publ.; 2009. (In Russian).
11. Pavlov A.V. Permafrost-climatic monitoring of Russia: methodology, observation results, forecast. Earth's Cryosphere. 1996;1(1):47–58. (In Russian).
12. Kobysheva N.V. (ed.). Climate of Russia. St. Petersburg: Gidrometeoizdat Publ.; 2001. (In Russian).
13. Assessment Report on Climate Change and Its Consequences in the Territory of the Russian Federation (in two volumes). Moscow: Roshydromet Publ.; 2008. (In Russian).
14. Semenov A.V. Instrumental climate observations on the Kola Peninsula and features of servicing regional consumers with climate information [report]. In: Adaptation to Climate Change and Its Role in Ensuring Sustainable Development of Regions, International Conference, Murmansk, May 13, 2008. (In Russian).
15. Konishchev V.N. Response of Permafrost to the Climate Warming. Vestnik Moskovskogo universiteta. Seriya 5, Geografiya. 2009;(4):10–20. (In Russian).
16. Klimenko V.V., Khrustalev L.N., Mikushina O.V., Emel'yanova L.V., Ershov E.D., Parmuzin S.Yu., Tereshin A.G. Climate change and dynamics of the permafrost in Northwestern Russia within the next 300 years. Earth's Cryosphere. 2007;XI(3):3–13. (In Russian).
17. Romanenko F.A., Shilovtseva O.A. Geomorphologic Processes in the Kola Peninsula Mountains and the Climate Change. Vestnik Moskovskogo universiteta. Seriya 5, Geografiya. 2016;(6):78–86. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Игорь Вячеславович Колыбин, канд. техн. наук, начальник управления по научно-технической и нормативной политике, НИИОСП им. Н.М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва
Igor V. Kolybin, Cand. Sci. (Engineering), Head of the Department for Scientific, Technical and Regulatory Policy, Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow

Андрей Викторович Скориков, канд. техн. наук, заведующий лабораторией методов расчета подземных сооружений и геотехнического прогноза, НИИОСП им. Н.М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Andrey V. Skorikov, Cand. Sci. (Engineering), Head of the Laboratory for Analysis of Underground Structures and Geotechnical Forecasting, Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow

Ольга Александровна Потапова✉, главный специалист лаборатории методов расчета подземных сооружений и геотехнического прогноза, НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: pollara@mail.ru

Olga A. Potapova✉, Chief Expert of the Laboratory for Analysis of Underground Structures and Geotechnical Forecasting, Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: pollara@mail.ru

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ИЗВЕСТИ В КАЧЕСТВЕ МОДИФИЦИРУЮЩЕЙ ДОБАВКИ НА ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА БЕТОНОВ СПЕЦИАЛЬНОГО НАЗНАЧЕНИЯ

С.В. СОКОЛОВА[✉], канд. техн. наук
Ю.В. СИДОРЕНКО, канд. техн. наук

ФГБОУ ВО «Самарский государственный технический университет», ул. Молодогвардейская, д. 244, г. Самара, 443100,
Российская Федерация

Аннотация

Введение. Рассмотрены возможности повышения физико-механических характеристик бетонов специального назначения (жаростойких бетонов, гипсобетона для изготовления стеновых панелей, предназначенных для зданий промышленного и гражданского назначения путем модификации с помощью извести).

Цель. Исследование процессов структурной модификации жаростойких бетонов и гипсобетона для повышения их физико-механических характеристик и увеличения долговечности.

Материалы и методы. В составы жаростойких бетонов включалась тонкомолотая добавка – отработанный катализатор ИМ-2201. В качестве активаторов процессов применялась гашеная известь в количестве 10 %, в результате чего наблюдалось увеличение прочности при сжатии исследуемых материалов по сравнению с изделиями того же состава, но без извести. Для повышения прочности гипсобетона, изготовленного на высокопрочном гипсе, вводилась добавка в виде негашеной молотой извести 5 и 10 %. Проводилось измерение электродных потенциалов стали в высокопрочном гипсе.

Результаты. Испытания на предел прочности при сжатии образцов жаростойких бетонов, приготовленных на портландцементе с добавкой гашеной извести в количестве 10 %, показали 32 кгс/см². В результате электрохимических исследований коррозии стали в гипсобетоне было выявлено, что включение в состав гипсобетона 10 % негашеной молотой извести не только повышает прочность изделий, но и способствует антикоррозионным процессам.

Выводы. Жаростойкие бетоны на портландцементе с добавками в качестве отработанного катализатора ИМ-2201 и гашеной извести в количестве 10 %, пропитанные ортофосфорной кислотой с концентрацией 30 %, обладают физико-термическими показателями, удовлетворительными для работы бетона при температуре 800 °С. Защитой стальной арматуры в гипсобетоне является добавка в гипсобетон молотой негашеной извести в количестве 10 % от веса гипса, что позволяет использовать его в производстве гипсобетонных панелей в промышленных и гражданских зданиях.

Ключевые слова: огнеупоры, модификация, термостойкость, отходы промышленного производства, жаростойкие бетоны, высокопрочный гипс, отработанный катализатор ИМ-2201, известь

Для цитирования: Соколова С.В., Сидоренко Ю.В. Исследование влияния извести в качестве модифицирующей добавки на физико-механические свойства бетонов специального назначения. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2025;46(3):174–184. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-174-184](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-174-184)

Вклад авторов

Соколова С.В. – разработка идеи, общее руководство работой; подготовка, проведение, обработка и анализ экспериментальных исследований; подбор, анализ и перевод иностранных источников, подбор графических материалов, подготовка рукописи статьи и ее окончательная редакция.

Сидоренко Ю.В. – систематизация материалов; оформление текста статьи; подбор, анализ и систематизация литературных источников.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 03.03.2025

Поступила после рецензирования 07.04.2025

Принята к публикации 17.04.2025

EFFECT OF LIME AS A MODIFYING ADDITIVE ON THE PHYSICAL AND MECHANICAL PROPERTIES OF SPECIAL CONCRETE

S.V. SOKOLOVA✉, Cand. Sci. (Engineering)

Yu.V. SIDORENKO, Cand. Sci. (Engineering)

Samara State Technical University, Molodogvardeyskaya str., 244, Samara, 443100, Russian Federation

Abstract

Introduction. The paper considers possibilities for improving the physical and mechanical properties of special concretes, including heat-resistant concrete, gypsum concrete for manufacturing wall panels for industrial and civil buildings, by modifying them with lime.

Aim. To examine the structural modification of heat-resistant concrete and gypsum concrete for improving their physical and mechanical properties and increasing their durability.

Materials and methods. A finely ground additive, IM-2201 spent catalyst, was added to the heat-resistant concrete mixes. Slaked lime was used as a process activator at a concentration of 10 %, causing an increase in the compressive strength of the tested materials compared to products of the same composition with no lime added. An additive in the form of 5 and 10 % quicklime was introduced to increase the strength of gypsum concrete made from high-strength gypsum. The electrode potentials of steel in high-strength gypsum were measured.

Results. Compressive strength tests on samples of heat-resistant concrete made from Portland cement with 10% added slaked lime revealed a strength of 32 kgf/cm². Electrochemical studies of steel corrosion in gypsum concrete indicated that adding 10% quicklime to gypsum concrete not only increases the strength of products but also contributes to anti-corrosion processes.

Conclusions. Heat-resistant Portland cement concretes added with IM-2201 spent catalyst and 10% slaked lime, impregnated with 30% orthophosphoric acid, have physical and thermal properties satisfactory for concrete operation at 800 °C. Steel reinforcement in gypsum concrete is protected by adding ground quicklime to the gypsum concrete as 10% of the weight of the gypsum, thus enabling its use in the production of gypsum concrete panels in industrial and civil buildings.

Keywords: refractory, modification, heat resistance, industrial waste, heat-resistant concrete, high-strength gypsum, IM-2201 spent catalyst, lime

For citation: Sokolova S.V., Sidorenko Yu.V. Effect of lime as a modifying additive on the physical and mechanical properties of special concrete. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2025;45(3):174–184. [In Russian]. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-174-184](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-174-184)

Authors contribution statement

Sokolova S.V. – problem and idea statement, general supervision; experimental data processing and analysis; selecting, translating and analysing of foreign literature sources, selecting graphical materials, draft manuscript preparation, final editing.

Sidorenko Yu.V. – systematization of research materials; manuscript design; selection, analysing and systematization of literature sources.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 03.03.2025

Revised 07.04.2025

Accepted 17.04.2025

Введение

В современных условиях важное значение имеет технико-экономическая политика сбережения ресурсов, диктующая необходимость использования новых научных идей с целью интенсификации технологий в промышленности [1–5].

Улучшить свойства жаростойкого бетона можно с помощью его структурной модификации [6–10]. Она значительно повышает прочность бетонов, плотность, снижает проницаемость для жидкостей и газов, увеличивает атмосферостойкость, стойкость к воздействию агрессивных сред [11–15]. Для оптимизации бетона могут применяться различные материалы [16–20]. Перспективным для этого является использование ортофосфорной кислоты или фосфатных связок. Большое значение в технологии жаростойких бетонов имеют композиции на основе фосфатных связующих, отличающихся высокими техническими свойствами. Разработка технологии получения жаростойкого бетона с использованием недорогих и доступных материалов (в частности извести), а также с применением отходов промышленности (например, отработанный катализатор ИМ-2201) является важнейшей научной задачей.

Использование в строительстве высокопрочного гипса, на основе которого можно получать гипсобетоны высокой прочности, может быть наиболее рациональным при наличии армирования гипсовых изделий, так как гипсобетон, подобно другим видам бетона, хорошо работая на сжатие, способен нести незначительные нагрузки на растяжения. Надежное армирование гипсобетона позволит получать несущие изделия и конструкции из армированного гипсобетона, хорошо работающего как на сжатие, так и на изгиб, при котором растягивающие усилия будут восприниматься арматурой. Арматура в изделиях и конструкциях, испытывающая попеременные увлажнения и высушивания, подвергается значительной коррозии. Поэтому изучение поведения арматуры в гипсобетоне и разработка новых методов ее защиты имеет большое практическое значение.

Цель

Исследование процессов структурной модификации жаростойких бетонов и гипсобетона, полученных с использованием в качестве добавки гашеной извести (в жаростойких бетонах) и негашеной молотой извести (в гипсобетонах), проводилось с целью повышения их физико-механических характеристик и увеличения долговечности.

Материалы и методы

Модификация жаростойких бетонов

Опыты производили на образцах, приготовленных на основе портландцемента ПЦ-400-Д-20. В качестве тонкомолотой огнеупорной добавки применялся отработанный катализатор ИМ-2201. В качестве заполнителя применялся шамотный песок. В качестве модифицирующей добавки применялась гашеная известь 5 и 10 вес. %. Образцы изготавливались с размерами $50 \times 50 \times 50$ мм, пропитку производили в естественных условиях ортофосфорной кислотой с концентрацией 30 %. После пропитки образцы подвергали нагреванию при температуре 800°C с выдержкой в течение двух часов. После каждого нагрева измеряли и фиксировали плотность и прочность образцов при сжатии.

Модификация гипсобетона

Для изучения зависимости прочности гипсобетона на высокопрочном гипсе от добавки негашеной молотой извести изготавливались кубики с ребром 7 см чистого высокопрочного гипса и высокопрочного гипса с добавкой 5 и 10 % извести, которые испытывались на гидравлическом прессе с целью определения предела прочности при сжатии.

Проводились электрохимические исследования коррозии стали в гипсобетоне на высокопрочном гипсе с помощью лабораторного рН-метра.

Как известно, скорость протекания коррозии стали непосредственно зависит от величины рН, причем непосредственная зависимость отражается на катодных реакциях, так как в этих реакциях участвуют водородные и гидроксильные ионы [1], поэтому изменение величины рН вызывает изменение скорости катодных реакций. Однако более существенной является косвенная зависимость скорости коррозии от величины рН, что связано с растворимостью продуктов коррозии и образованием защитных пленок, другими словами, с протеканием анодных процессов. Водородный показатель рН измерялся электрохимическим путем с помощью лабораторного рН-метра.

Метод снятия поляризационных кривых позволяет наиболее полно оценить поведение металла и, не требуя длительных сроков испытания, раскрыть механизм электродных процессов. Схема установки для снятия поляризационных кривых представлена на рис. 1.

Сущность метода заключается в том, что по степени смещения потенциала при протекании тока определенной плотности через электрод (т. е. по степени поляризуемости электрода) можно судить о легкости протекания электродного процесса. Если смещение потенциала при повышении плотности тока на единицу небольшое, то это значит, что электродный процесс мало тормозится, протекает почти беспрепятственно. Наоборот, при сильной поляризуемости (большом смещении потенциала при повышении плотности тока на единицу) происходит большое торможение электродного процесса. Таким образом, о кинетике электродного процесса можно судить по зависимости между смещением потенциала электрода

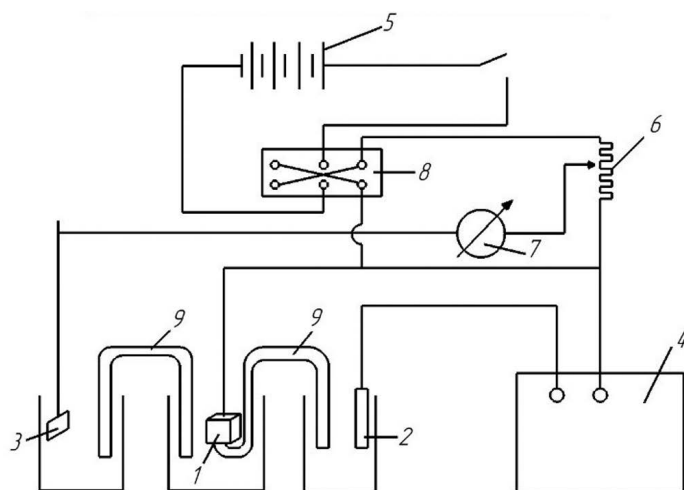


Рис. 1. Схема установки для снятия поляризационных кривых:

- 1 – испытуемый образец; 2 – каломельный электрод;
 3 – платиновый электрод; 4 – потенциометрический стол;
 5 – источник постоянного тока; 6 – реостат сопротивления;
 7 – микроамперметр; 8 – переключатель; 9 – соединительный мостик

Fig. 1. Layout of the device for recording polarization curves:

- 1 – test sample; 2 – calomel electrode; 3 – platinum electrode;
 4 – potentiometric table; 5 – direct current source; 6 – resistance rheostat; 7 – microammeter; 8 – switch; 9 – connecting bridge

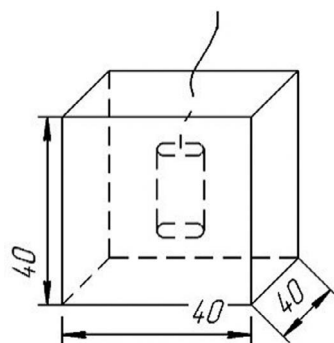


Рис. 2. Гипсовый образец для электрохимических исследований
Fig. 2. Gypsum sample for electrochemical tests

и плотностью протекающего через электрод тока. Зависимость между плотностью тока и потенциалом электрода выражают графически, получая поляризационные кривые.

Для поляризации изготавливались гипсовые кубики с ребром 40 мм, в которые закладывались стальные электроды из стали Ст3 (рис. 2).

Результаты и обсуждения

Модификация жаростойких бетонов

С целью изучения процесса структурной модификации жаростойких бетонов растворами фосфатов были применены бетоны гидравлического твердения. В данной работе было изучено влияние гашеной извести в качестве добавки и пропитки ортофосфорной кислотой жаростойких бетонов на их физико-механические и термические свойства. Гашеная известь вводилась в состав бетона в качестве активатора химических реакций, которые протекают с H_3PO_4 , что способствовало ее проникновению на наибольшую глубину.

Опыты проводили на образцах с размерами $50 \times 50 \times 50$ мм, пропитку которых производили в естественных условиях ортофосфорной кислотой с концентрацией 30 %. После пропитки образцы подвергали нагреванию при температуре $800^\circ C$ с выдержкой в течение двух часов. После каждого нагрева измеряли и фиксировали плотность и прочность образцов при сжатии.

Составы жаростойких бетонов приведены в табл. 1.

Результаты испытаний на предел прочности при сжатии образцов жаростойких бетонов, приготовленных на портландцементе с добавкой и без добавки извести, были следующие: состав № 1 – 21 кгс/см^2 ; состав № 2 – 23 кгс/см^2 ; состав № 3 – 32 кгс/см^2 .

Как видно, наибольшей прочностью обладают образцы, в составе которых присутствует гашеная известь (10%).

Разработана технологическая схема структурной модификации жаростойких композитов, представленная на рис. 3.

Предлагается пропитывать изделия из жаростойких бетонов на гидравлических вяжущих вначале известковым молоком, а затем фосфатными связующими.

Таблица 1

Составы испытываемых жаростойких бетонов

Table 1

Compositions of heat-resistant concrete samples

№ состава	Исходные сырьевые материалы	Масса, кг/м ³	Масса, %	Класс бетона
I	ПЦ-400-Д-20	460	23	И-8
	Отработанный катализатор ИМ-2201	200	10	
	Шамотный песок	1340	67	
II	ПЦ-400-Д-20	440	22	И-8
	Отработанный катализатор ИМ-2201	190	9,5	
	Шамотный песок	1340	67	
	Гашеная известь (5%)	34	1,7	
III	ПЦ-400-Д-20	420	21	И-8
	Отработанный катализатор ИМ-2201	180	9	
	Шамотный песок	1340	67	
	Гашеная известь (10%)	60	3	



Рис. 3. Технологическая схема структурной модификации жаростойких композитов
Fig. 3. The flowchart of the structural modification of heat-resistant composites

Модификация гипсобетона

Особое внимание уделяется развитию производства местных строительных материалов, среди которых гипсовые вяжущие занимают одно из первых мест.

Объективным условием для дальнейшего развития гипсовой промышленности являются многочисленные богатые месторождения гипсового камня, позволяющие почти повсеместно развивать производство, и использование гипса во многих отраслях народного хозяйства, в первую очередь – в строительстве.

Для изучения зависимости прочности гипсобетона на высокопрочном гипсе от добавки молотой негашеной извести изготавливались кубики с ребром 7 см чистого высокопрочного гипса и высокопрочного гипса с добавкой 5 и 10 % извести. Испытания дали следующие результаты: высокопрочный гипс – 353 кг/см²; высокопрочный гипс + 5 % извести – 345 кг/см²; высокопрочный гипс + 10 % извести – 373 кг/см².

Проводилось измерение электродных потенциалов стали в высокопрочном гипсе. Были получены высокие отрицательные (-500 мВ) значения потенциалов, что свидетельствует об активном состоянии арматуры, следовательно, в этом случае возможна сильная коррозия. Известно [1], что pH обыкновенного гипса составляет 7,20, высокопрочного – 7,65. Для обеспечения сохранности арматуры в гипсобетоне необходимо идти по пути обеспечения анодного контроля процесса коррозии, при котором коррозии не происходит. Этого нужно достичь повышением pH с 7,0–7,5 до 12,5. Проводились измерения pH водных вытяжек из гипсобетона с добавкой 10 % негашеной молотой извести. Показатель pH высокопрочного гипса при добавке 10 % негашеной молотой извести в возрасте 30 суток составляет 12,67.

Проводился графический расчет скорости протекания анодного и катодного процессов по поляризационным кривым в образцах гипсобетона без добавки извести (рис. 4) и с добавкой извести 10 % (рис. 5).

Расчет скорости протекания анодного и катодного процессов по поляризационным кривым стали в высокопрочном гипсе с добавкой 10 % извести показал, что величина поляризуемости для анодного процесса $P_a = 19$ мВ/мкА, что плотность тока коррозии для анодного процесса равна 15,8 мкА/см² (рис. 4).

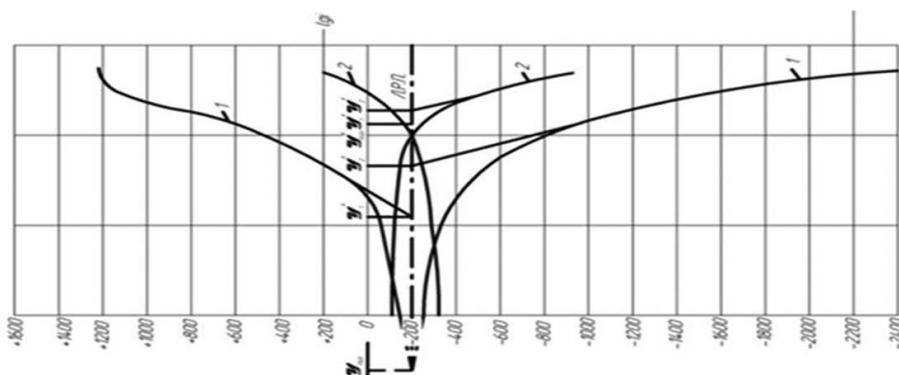


Рис. 4. Расчет скорости протекания анодного и катодного процессов по поляризационным кривым стали в гипсобетоне при хранении образцов в течение 1 месяца в условиях относительной влажности 80 % (1) и попеременного увлажнения и высушивания (2)

Fig. 4. Calculating the rate of anodic and cathodic processes by polarization curves of steel in gypsum concrete while storing samples for 1 month at 80 % relative humidity (1) and alternating moistening and drying (2)

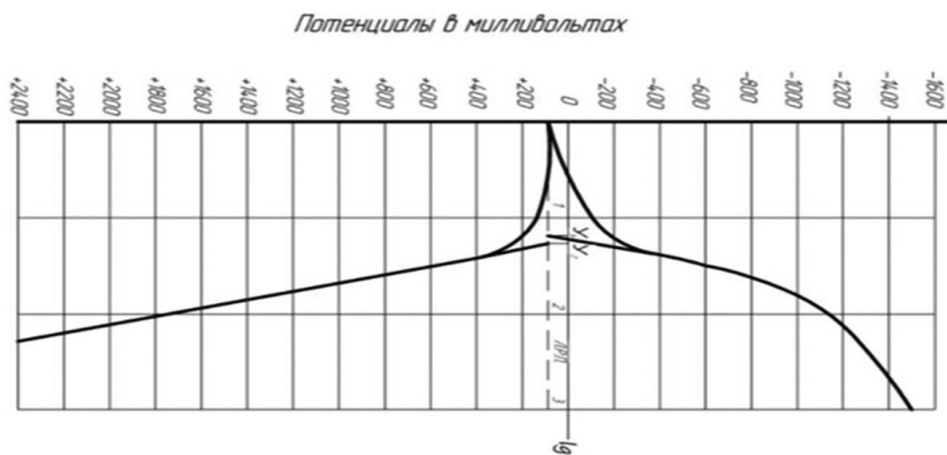


Рис. 5. Расчет скорости протекания анодного и катодного процессов по поляризационным кривым стали в высокопрочном гипсе с добавкой 10 % извести при хранении образцов в течение 6 месяцев в условиях относительной влажности 80 %

Fig. 5. Calculating the rate of anodic and cathodic processes by polarization curves of steel in high-strength gypsum with 10% lime added, with samples stored for 6 months at 80% relative humidity

Для катодного процесса величина поляризуемости равна $13,4 \text{ мкА/см}^2$, плотность тока коррозии – 20 мкА/см^2 .

Сравнивая полученные данные с расчетом скорости коррозии по поляризационным кривым гипса без добавок (рис. 4), можно заметить, что анодная поляризуемость в первом случае значительно выше (19 против 9). Катодная поляризуемость стали в гипсе с добавкой извести превышает поляризуемость в гипсе без добавок в еще большей степени (13,4 против 5,55).

Характер поляризационных кривых стали в гипсе с добавкой 10 % негашеной молотой извести объясняется повышением щелочности среды высокопрочного гипса ($\text{pH} = 12,5$).

Выводы

1. В целях повышения физико-механических показателей жаростойких бетонов для решения задачи увеличения долговечности футеровок тепловых промышленных агрегатов были разработаны составы жаростойких композитов на основе портландцемента. В качестве тонкомолотого компонента применялся отработанный катализатор ИМ-2201. С целью активации химических процессов, происходящих в бетоне при пропитке его 30%-ной ортофосфорной кислотой, вводилась гашеная известь 5 и 10%. Наилучшие показатели по пределу прочности при сжатии показали образцы с 10%-ным содержанием извести. Жаростойкие бетоны данного состава рекомендуется применять при рабочей температуре 800°C .

2. Исследовались коррозионные процессы, происходящие в гипсобетоне. Среда высокопрочного гипса является нейтральной (pH находится в пределах от 7,20 до 7,93), поэтому сталь в нем может подвергаться коррозии. Электрохимические исследования коррозии стали в гипсобетоне на высокопрочном гипсе позволяют вскрыть механизм коррозии и тем самым воздействовать на него с целью предотвращения коррозии. Поляризационные кривые стали в гипсобетоне на высокопрочном гипсе показывают, что процесс коррозии протекает со смешанным катодно-анодным контролем, причем анодный и катодный процессы мало

тормозятся. Для обеспечения сохранности арматуры в гипсобетоне необходимо идти по пути обеспечения анодного контроля процесса коррозии (при котором коррозии не происходит). Этого можно достичь повышением с 7,5 до 12,5. Результаты изучения показали, что защитой стальной арматуры в гипсобетоне является добавка в гипсобетон молотой негашеной извести в количестве 10% от веса гипса.

Список литературы

1. *Передерий И.А., Федоров В.П.* Исследование коррозии стали в гипсобетоне на высокопрочном гипсе и электрохимическая защита. Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура. 1967;(3):20–25.
2. *Соколова С.В., Сидоренко Ю.В.* Получение эффективных материалов на основе отходов сернокислотной промышленности. Вестник НИЦ Строительство. 2024;41(2):131–147. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-2\(41\)-131-147](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-2(41)-131-147).
3. *Хафизова Э.Н., Панченко Ю.Ф., Панченко Д.А.* Применение технологических отходов дробления горных пород при разработке составов цементных бетонов. Научный рецензируемый журнал «Вестник СибАДИ». 2021;18(6):790–799. <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2021-18-6-790-799>.
4. *Lohmann J., Kölzer T., Schaan G., Schmidt-Döhl F.* Self-organizing systems in the construction industry. Engineering Reports. 2023;5(11):12692. <https://doi.org/10.1002/eng2.12692>.
5. *Sun C., Chen L., Xiao J., Singh A., Zeng J.* Compound utilization of construction and industrial waste as cementitious recycled powder in mortar. Resources, Conservation and Recycling. 2021;170:105561. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2021.105561>.
6. *Liu Y., Zhuge Y., Fan W., Duan W., Wang L.* Recycling industrial wastes into self-healing concrete: A review. Environmental Research. 2022;214(4):113975. <https://doi.org/10.1016/j.envres.2022.113975>.
7. *Ren C., Wu S., Wang W., Chen L., Bai Y., Zhang T., Li H., Zhao Y.* Recycling of hazardous and industrial solid waste as raw materials for preparing novel high-temperature-resistant sulfoaluminate-magnesia aluminum spinel cement. Journal of Building Engineering. 2023;64:105550. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2022.105550>.
8. *Sandanayake M., Bouras Y., Haigh R., Vrcelj Z.* Current Sustainable Trends of Using Waste Materials in Concrete – A Decade Review. Sustainability. 2020;12(22):9622. <https://doi.org/10.3390/su12229622>.
9. *Хлыстов А.И., Соколова С.В.* Термодинамический принцип оценки пригодности техногенного сырья для синтеза фосфатных связующих. Башкирский химический журнал. 2004;(2):27.
10. *Хлыстов А.И., Соколова С.В., Баранова М.Н., Коннов М.В., Широков В.А.* Совершенствование технологии применения футеровочных пропиточно-обмазочных составов и структурно-химической модификации алюмосиликатных и высокоглиноземистых огнеупоров. Огнеупоры и техническая керамика. 2015;(10):48–55.
11. *Хлыстов А.И., Соколова С.В., Баранова М.Н., Васильева Д.И., Холопов Ю.А.* Перспективы использования глиноземсодержащих отходов промышленности в производстве жаростойких бетонов. Экология и промышленность России. 2021;25(7):13–19. <https://doi.org/10.18412/1816-0395-2021-7-13-19>.
12. *Соколова С.В., Баранова М.Н., Васильева Д.И., Холопов Ю.А.* Перспективы применения промышленных отходов для повышения долговечности и огнеупорности жаростойких бетонов. Строительство и реконструкция. 2023;(2):123–133. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2023-106-2-123-133>.
13. *Соколова С.В., Баранова М.Н., Васильева Д.И., Холопов Ю.А.* Вторичное использование глиноземсодержащих отходов промышленности для синтеза жаростойких бетонов. Строительные материалы. 2023;(4):20–23. <https://doi.org/10.31659/0585-430x-2023-812-4-20-23>.
14. *Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Чилин И.А., Дондуков В.Г., Селютин Н.М.* Модифицированные бетоны: реальность и перспективы. Вестник НИЦ «Строительство». 2024;40(1):92–104. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-1\(40\)-92-104](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-1(40)-92-104).
15. *Батраков В.Г.* Модифицированные бетоны. Теория и практика. Москва: Технопроект; 1998.
16. *Каприелов С.С.* Общие закономерности формирования структуры цементного камня и бетона с добавкой ультрадисперсных материалов. Бетон и железобетон. 1995;(4):16–20.
17. *Kuz'min M.P., Larionov L.M., Kuz'mina M.Yu., Kuz'mina A.S., Ran J.Q., Burdonov A.E., Zenkov E.V.* Production of portland cement using fluorine gypsum – hydrofluoric acid waste. Magazine of Civil Engineering. 2022;111(3):11113. <https://doi.org/10.34910/MCE.111.13>.

18. Bigdeli Y., Barbato M., Gutierrez-Wing M.T., Lofton C.D. Use of slurry fluorogypsum (FG) with controlled pH-adjustment in FG-based blends. *Construction and Building Materials*. 2018;163:160–168. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.12.099>.
19. Garg M., Pundir A. Investigation of properties of fluorogypsum-slag composite binders – Hydration, strength and microstructure. *Cement and Concrete Composites*. 2014;45:227–233. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.10.010>.
20. Yan P., Yang W., Qin X., Yi Y. Microstructure and properties of the binder of fly ash-fluorogypsum-Portland cement. *Cement and Concrete Research*. 1999;29(3):349–354. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(98\)00214-2](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(98)00214-2).

References

1. Perederii I.A., Fedorov V.P. The study of steel corrosion in gypsum concrete on high - strength gypsum and electrochemical. *News of Higher Educational Institutions. Construction and architecture*. 1967;(3):20–25. (In Russian).
2. Sokolova S.V., Sidorenko Yu.V. Production of effective materials on the basis of sulfuric acid industry wastes. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2024;41(2):131–147. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-2\(41\)-131-147](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-2(41)-131-147).
3. Khafizova E.N., Panchenko I.F., Panchenko D.A. Use of rock crushing technological wastes for cement concrete compositions. *The Russian Automobile and Highway Industry Journal*. 2021;18(6):790–799. (In Russian). <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2021-18-6-790-799>.
4. Lohmann J., Kölzer T., Schaen G., Schmidt-Döhl F. Self-organizing systems in the construction industry. *Engineering Reports*. 2023;5(11):12692. <https://doi.org/10.1002/eng2.12692>.
5. Sun C., Chen L., Xiao J., Singh A., Zeng J. Compound utilization of construction and industrial waste as cementitious recycled powder in mortar. *Resources, Conservation and Recycling*. 2021;170:105561. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2021.105561>.
6. Liu Y., Zhuge Y., Fan W., Duan W., Wang L. Recycling industrial wastes into self-healing concrete: A review. *Environmental Research*. 2022;214(4):113975. <https://doi.org/10.1016/j.envres.2022.113975>.
7. Ren C., Wu S., Wang W., Chen L., Bai Y., Zhang T., Li H., Zhao Y. Recycling of hazardous and industrial solid waste as raw materials for preparing novel high-temperature-resistant sulfoaluminate-magnesia aluminum spinel cement. *Journal of Building Engineering*. 2023;64:105550. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2022.105550>.
8. Sandanayake M., Bouras Y., Haigh R., Vrcelj Z. Current Sustainable Trends of Using Waste Materials in Concrete – A Decade Review. *Sustainability*. 2020;12(22):9622. <https://doi.org/10.3390/su12229622>.
9. Khlystov A.I., Sokolova S.V. Thermodynamic principle of assessing the suitability of technogenic raw materials for the synthesis of phosphate binders. *Bashkir Chemical Journal*. 2004;(2):27. (In Russian).
10. Khlystov A.I., Sokolova S.V., Baranova M.N., Konnov M.V., Shirokov V.A. Improvement of the technology of application of lining impregnating and coating compositions and structural and chemical modification of aluminosilicate and high-alumina refractories. *Refractories and technical ceramics*. 2015;(10):48–55. (In Russian).
11. Khlystov A.I., Sokolova S.V., Baranova M.N., Vasilyeva D.I., Kholopov Yu.A. Prospects for Using Alumina-Containing Industrial Waste in Cement Production. *Ecology and industry of Russia*. 2021;25(7):13–19. (In Russian). <https://doi.org/10.18412/1816-0395-2021-7-13-19>.
12. Sokolova S.V., Baranova M.N., Vasilyeva D.I., Kholopov Yu.A. Possibilities of using industrial waste to improve heat resistant concrete durability and refractoriness. *Building and Reconstruction*. 2023;(2):123–133. (In Russian). <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2023-106-2-123-133>.
13. Sokolova S.V., Baranova M.N., Vasilyeva D.I., Kholopov Yu.A. Recycling of Alumina-Containing Industrial Waste for the Synthesis of Heat-Resistant Concrete. *Stroitel'nye Materialy = Construction Materials*. 2023;(4):20–23. (In Russian). <https://doi.org/10.31659/0585-430x-2023-812-4-20-23>.
14. Kaprielov S.S., Sheynfeld A.V., Chilin I.A., Dondukov V.G., Selyutin N.M. Modified concrete: reality and prospects. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2024;40(1):92–104. (In Russian) [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-1\(40\)-92-104](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-1(40)-92-104).
15. Batrakov V.G. Modified Concrete. Theory and Practice. Moscow: Texnoproekt Publ.; 1998. (In Russian).
16. Kaprielov S.S. General patterns of formation of the structure of cement stone and concrete with the addition of ultrafine materials. *Beton i Zhelezobeton = Concrete and Reinforced Concrete*. 1995;(4):16–20. (In Russian).

17. Kuz'min M.P., Larionov L.M., Kuz'mina M.Yu., Kuz'mina A.S., Ran J.Q., Burdonov A.E., Zenkov E.V. Production of portland cement using fluorine gypsum – hydrofluoric acid waste. Magazine of Civil Engineering. 2022;111(3):11113. <https://doi.org/10.34910/MCE.111.13>.
18. Bigdeli Y., Barbato M., Gutierrez-Wing M.T., Lofton C.D. Use of slurry fluorogypsum (FG) with controlled pH-adjustment in FG-based blends. Construction and Building Materials. 2018;163:160–168. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.12.099>.
19. Garg M., Pundir A. Investigation of properties of fluorogypsum-slag composite binders – Hydration, strength and microstructure. Cement and Concrete Composites. 2014;45:227–233. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.10.010>.
20. Yan P., Yang W., Qin X., Yi Y. Microstructure and properties of the binder of fly ash-fluorogypsum-Portland cement. Cement and Concrete Research. 1999;29(3):349–354. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(98\)00214-2](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(98)00214-2).

Информация об авторах / Information about the authors

Светлана Владимировна Соколова[✉], канд. техн. наук, доцент, доцент кафедры «Производство строительных материалов, изделий и конструкций», ФГБОУ ВО «Самарский государственный технический университет», Самара
e-mail: sokolova9967@mail.ru

Svetlana V. Sokolova[✉], Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, Associate Professor of the Department of Production of Building Materials, Products, and Structures, Samara State Technical University, Samara
e-mail: sokolova9967@mail.ru

Юлия Викторовна Сидоренко, канд. техн. наук, доцент кафедры «Производство строительных материалов, изделий и конструкций», ФГБОУ ВО «Самарский государственный технический университет», Самара
e-mail: sm-samgasa@mail.ru

Yulia V. Sidorenko, Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor of the Department of Production of Building Materials, Products, and Structures, Samara State Technical University, Samara
e-mail: sm-samgasa@mail.ru

[✉]Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-185-194](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-185-194)
УДК 69.003.13; 006.057.2

EDN: BUZWWK

МАШИНОПОНИМАЕМЫЕ СТАНДАРТЫ В СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ ПРИ ОЦЕНКЕ КАЧЕСТВА ПРОДУКЦИИ И РАСЧЕТЕ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

С.В. СНИМЩИКОВ, канд. техн. наук
И.П. САВРАСОВ[✉], канд. техн. наук

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Московский государственный технический университет гражданской авиации» (МГТУ ГА), Кронштадтский бульвар, д. 20, г. Москва, 125993, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Цифровая трансформация строительной отрасли требует перехода от традиционных текстовых стандартов к форматам, обеспечивающим автоматизированный анализ данных. Актуальной задачей является внедрение машинопонимаемых стандартов, которые позволяют системам самостоятельно интерпретировать и использовать нормативные требования.

Цель. Исследование направлено на анализ возможностей и проблем внедрения машинопонимаемых стандартов в процессы оценки качества строительной продукции и расчета конструкций, а также на демонстрацию практических преимуществ применения на конкретном примере.

Материалы и методы. Для решения проблемы автоматизации анализа данных испытаний арматурного проката была разработана онтология, описывающая ключевые параметры материала и их взаимосвязи. На ее основе в платформе StatBIM была реализована система машинопонимаемой документации. Данные из лабораторных отчетов преобразовывались в структурированный формат JSON-LD с семантической разметкой для последующей автоматической проверки на соответствие требованиям стандартов.

Результаты. Внедрение машинопонимаемых стандартов в платформу StatBIM позволило сократить время обработки результатов испытаний арматурного проката на 70 % и полностью исключить ошибки, связанные с ручным вводом данных. Система продемонстрировала способность автоматически выявлять несоответствия нормам (например, по прочности на растяжение согласно ГОСТ 34028-2016).

Выводы. Практическое применение подтвердило высокую эффективность машинопонимаемых стандартов для автоматизации контроля качества в строительстве. Для их массового внедрения необходим комплексный подход, включающий разработку открытых онтологий, обучение специалистов и создание адаптированной нормативно-правовой базы, что будет способствовать технологическому суверенитету и цифровой трансформации отрасли.

Ключевые слова: машинопонимаемые стандарты, цифровизация строительства, семантические технологии, BIM, автоматизация экспертизы, StatBIM, строительные нормы, искусственный интеллект, количественная оценка, качество, конструкция, строительный материал, цифровизация

Для цитирования: Снимщиков С.В., Саврасов И.П. Машинопонимаемые стандарты в строительной отрасли при оценке качества продукции и расчете конструкций зданий и сооружений. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2025;46(3):185–194. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-185-194](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-185-194)

Вклад авторов

Все авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 02.04.2025

Поступила после рецензирования 07.05.2025

Принята к публикации 15.05.2025

MACHINE-INTERPRETABLE STANDARDS FOR QUALITY ASSESSMENT AND STRUCTURAL DESIGN IN THE CONSTRUCTION INDUSTRY

S.V. SNIMSHCHIKOV, Cand. Sci. (Engineering)

I.P. SAVRASOV✉, Cand. Sci. (Engineering)

The Moscow State Technical University of Civil Aviation (MSTUCA), Kronshtadtsky Blvd., 20, Moscow, 125993, Russian Federation

Abstract

Introduction. The digitalization of the construction industry involves a transition from traditional text-based standards to SMART (Standards Machine Applicable, Readable and Transferable) standards. Machine-interpretable standards that enable systems to independently interpret and apply regulatory requirements are a pressing priority.

Aim. To explore the implementation of machine-interpretable standards in quality assessment processes for construction products and structural designs, along with related issues; to present practical benefits of applying the standards.

Materials and methods. An ontology describing key material parameters and their interrelationships was developed to provide an automated analysis of rolled reinforcement test data. A system of machine-interpretable documentation was implemented in the StatBIM platform. Data from laboratory reports were converted into a structured JSON-LD format with semantic markup for subsequent automatic verification of compliance with standards.

Results. The implementation of machine-interpretable standards in the StatBIM platform has reduced the processing time for rolled reinforcement test results by 70% and completely eliminated errors associated with manual data entry. The system demonstrated its ability to automatically detect non-compliance with standards, for example, in terms of tensile strength according to GOST 34028-2016.

Conclusions. The application of machine-interpretable standards in practice confirmed their high efficiency for automating quality control in the construction industry. Their widespread implementation requires a comprehensive approach, including the development of open ontologies, training of specialists, and the creation of an adapted regulatory framework, which will contribute to technological sovereignty and the digital transformation of the industry.

Keywords: machine-interpretable standards, construction digitalization, semantic technologies, BIM, automation of expertise, StatBIM, building codes, artificial intelligence, quantitative assessment, quality, construction, building materials, digitization

For citation: Snimshchikov S.V., Savrasov I.P. Machine-interpretable standards for quality assessment and structural design in the construction industry. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2025;46(3):185–194. [In Russian]. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3\(46\)-185-194](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-3(46)-185-194)

Authors contribution statement

All the authors have made an equal contribution to the preparation of the publication.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 02.04.2025

Revised 07.05.2025

Accepted 15.05.2025

Введение

Современная строительная отрасль стремительно развивается в направлении цифровой трансформации, что требует пересмотра традиционных методов проектирования, строительства и контроля качества. Важнейшей частью этого процесса является автоматизация обработки и анализа данных, включая результаты испытаний строительных материалов. Одним из ключевых направлений является внедрение машинопонимаемых стандартов, позволяющих системам самостоятельно интерпретировать и анализировать информацию [1].

Объекты и материалы исследования

Машиночитаемые, машиноинтерпретируемые и машинопонимаемые стандарты в строительстве, программные комплексы (SCAD, ANSYS, ATENA, ЛИРА, Autodesk Robot Structural Analysis Professional, SOFiSTiK, MOHOMAX, STARK ES, APM Civil Engineering, Ing+, DIANA (DIplacement ANALyzer), MIDAS, SIMULIA Abaqus и прочие), арматурный прокат, платформа StatBIM, российские и международные нормативные документы.

Основная часть

Цифровизация строительной отрасли требует пересмотра форматов стандартов, которые традиционно существуют в текстовой или графической формах. В контексте автоматизации процессов ключевыми становятся три типа стандартов:

- Машиночитаемые стандарты – данные, доступные для считывания программными средствами, но без возможности анализа их структуры или семантики. Например, PDF-документы с текстовыми описаниями норм, которые система может извлечь, но не интерпретировать логически [2].

- Машиноинтерпретируемые стандарты – структурированные данные с явной разметкой (XML, JSON), позволяющие программам распознавать отдельные элементы (например, параметры безопасности зданий). Такие форматы используются в BIM-системах (Industry Foundation Classes, IFC), где атрибуты объектов задаются тегами [3].

- Машинопонимаемые стандарты – расширение предыдущего уровня, где данные обогащаются семантикой через онтологии, графы знаний или искусственный интеллект.

Таблица 1

Уровни автоматизации в зависимости от типа стандарта

Table 1

Automation levels depending on the standard type

Тип стандарта	Описание	Примеры	Уровень автоматизации
Машиночитаемые	Доступны для считывания программами, но без анализа структуры и семантики	PDF-документы с текстовыми нормами	Низкий – требует ручного контроля
Машино-интерпретируемые	Структурированные данные с разметкой, распознаваемые программами	XML, JSON, BIM-форматы (IFC)	Средний – система понимает отдельные элементы
Машинопонимаемые	Данные с семантической разметкой, позволяющей автоматическое принятие решений	Онтологии, графы знаний, AI-интеграция	Высокий – автономная обработка данных

Например, стандарты, интегрированные в системы автоматизированного проектирования (САПР), способные самостоятельно сопоставлять требования к материалам с климатическими условиями региона [4].

Исходя из описанного выше, в табл. 1 представлены уровни автоматизации стандарта в зависимости от его типа.

Различия между ними заключаются в степени автономности системы при работе с данными. Если машиночитаемые форматы требуют ручного контроля, то машинопонимаемые позволяют реализовать сценарии автоматизированного принятия решений [5].

Несмотря на потенциал, интеграция таких стандартов в строительные программные комплексы сталкивается с рядом проблем:

– Семантическое моделирование. Трансформация текстовых норм в формализованные онтологии требует глубокой экспертизы. Например, стандарт СП 70.13330.2012 [3] по несущим конструкциям содержит не только числовые параметры, но и контекстные исключения, которые сложно алгоритмизировать [6].

– Интероперабельность. Разрозненность программных платформ (Autodesk Revit, Tekla, Renga и прочие) приводит к конфликтам форматов. Даже IFC, будучи открытым стандартом, часто требует ручной доработки для корректного обмена данными [7].

– Производительность. Обработка онтологий и графов знаний требует значительных вычислительных ресурсов, что затрудняет их использование в реальном времени на стройплощадках [8].

– Консерватизм отрасли. Многие специалисты скептически относятся к автоматизации, опасаясь ошибок алгоритмов. Например, в сметном деле ручной расчет часто считается более надежным, чем автоматизированный [9].

– Дефицит кадров. Внедрение машинопонимаемых стандартов требует навыков работы с семантическими технологиями, которые редко встречаются у инженеров-строителей [10].

– Отсутствие единых руководств. Несмотря на инициативы вроде ISO 19650 [1] для BIM, не существует глобальных правил оцифровки строительных норм. Это приводит к фрагментации: например, требования ЕСКД (Единая система конструкторской документации) в России и Eurocodes в ЕС используют разные логические модели [11].

– Юридические риски. Правовой статус решений, принятых искусственным интеллектом (ИИ) на основе машинопонимаемых стандартов, остается неопределенным. То есть не определено, кто несет ответственность за ошибку – разработчик алгоритма или проектировщик [12].

Для преодоления описанных выше проблем внедрения машинопонимаемых стандартов необходимо выполнить следующие основные шаги:

- разработать открытые онтологии (например, на базе RDF/OWL) для ключевых строительных стандартов [13];
- создать центры компетенций для обучения специалистов [14];
- лоббировать изменения в нормативной базе, легализующие использование машинопонимаемых данных [15].

Переход к машинопонимаемым стандартам в строительстве – неизбежный этап цифровой трансформации. Однако его успех зависит от кооперации технологических, образовательных и регуляторных институтов. Только комплексный подход позволит преодолеть текущие противоречия и раскрыть потенциал ИИ в отрасли [16].

Современная строительная отрасль активно внедряет цифровые технологии для повышения эффективности процессов проектирования, строительства и контроля качества. Одной из ключевых задач является автоматизация анализа данных, включая результаты испытаний строительных материалов, таких как арматурный прокат. Традиционно такие данные представлены в машиночитаемых форматах (PDF, Excel), что затрудняет их автоматическую обработку и интерпретацию. Практическая реализация машинопонимаемых стандартов была проведена при разработке программного комплекса по количественной долгосрочной оценке качества строительных материалов StatBIM. Первым строительным материалом на платформе StatBIM для внедрения машинопонимаемой документации и решения ряда практических проблем, связанных с анализом результатов испытаний, стал арматурный прокат.

Результаты испытаний арматурного проката, такие как прочность на растяжение, относительное удлинение и другие параметры, часто представлены в виде таблиц или текстовых отчетов. Основные проблемы, с которыми сталкиваются пользователи, включают:

- Отсутствие структурированности. Данные в PDF или Excel не имеют четкой семантической разметки, что затрудняет их автоматическую обработку.
- Неоднородность форматов. Разные лаборатории используют различные шаблоны отчетов, что требует ручной адаптации данных для анализа.
- Ограниченная интерпретация. Машиночитаемые форматы не позволяют программным комплексам автоматически сопоставлять результаты испытаний с требованиями стандартов (например, ГОСТ 34028-2016 [2]).

Эти проблемы приводят к увеличению времени обработки данных, ошибкам при ручном вводе и снижению качества анализа.

Для решения указанных проблем в StatBIM была внедрена система машинопонимаемой документации, основанная на семантических технологиях. Основные этапы реализации включали следующее:

- Была создана онтология, описывающая ключевые параметры арматурного проката (прочность, удлинение, геометрические характеристики и т. д.) и их взаимосвязи.
- Для автоматизации загрузки данных StatBIM был интегрирован с информационными системами, из которых данные преобразовывались в структурированный формат (JSON-LD)

с использованием разработанной онтологии. Это позволило устранить проблему неоднородности форматов.

StatBIM использует семантические правила для автоматической проверки соответствия результатов испытаний требованиям стандартов. Например, если прочность арматуры не соответствует заявленному классу, то система генерирует предупреждение и предлагает возможные решения.

Внедрение машинопонимаемой документации в StatBIM позволило достичь следующих результатов:

- Сокращение времени обработки данных. Время, необходимое для анализа результатов испытаний, сократилось на 70 % благодаря автоматизации.
- Повышение точности анализа. Система исключила ошибки, связанные с ручным вводом данных, и обеспечила 100%-ное соответствие результатов стандартам.
- Улучшение взаимодействия между участниками процесса. Данные из StatBIM могут быть автоматически интегрированы в BIM-модели, что упрощает взаимодействие между проектировщиками, строителями и лабораториями.

На примере анализа гипотетической партии арматурного проката StatBIM автоматически загрузил данные из лабораторного отчета, проверил их на соответствие ГОСТ 34028-2016 [2] и выявил несоответствие по прочности на растяжение. Система предложила заменить партию арматуры, что предотвратило бы возможные проблемы при строительстве.

Для дальнейшего улучшения системы планируется:

- Расширить онтологию для поддержки других типов строительных материалов.
- Внедрить технологии машинного обучения для прогнозирования качества материалов на основе исторических данных.
- Разработать открытые API для интеграции StatBIM с другими программными комплексами.

Практическое применение машинопонимаемой документации в StatBIM продемонстрировало значительный потенциал для автоматизации анализа результатов испытаний арматурного проката. Решение проблем машиночитаемых форматов позволило повысить эффективность, точность и скорость обработки данных, что способствует цифровой трансформации строительной отрасли.

Применение машинопонимаемых стандартов в StatBIM демонстрирует значительный потенциал для развития электронной сертификации. Автоматизация процессов проверки и генерации сертификатов позволяет сократить время и затраты, повысить точность данных и улучшить взаимодействие между участниками процесса. Дальнейшее развитие технологий, таких как ИИ и блокчейн, открывает новые возможности для создания единой цифровой платформы сертификации, что способствует цифровой трансформации строительной отрасли.

Выполненные работы дают возможность рассмотреть реализацию более масштабных проектов. Современная строительная отрасль России сталкивается с критическим разрывом между требованиями цифровой трансформации и существующими инструментами проектирования. Несмотря на обширный рынок программных комплексов для расчета конструкций (SCAD, ЛИРА, Autodesk Robot и др.), ключевые проблемы остаются нерешенными:

- Отсутствие интеграции с российскими нормами. Зарубежные решения не адаптированы к ГОСТ и СП, что требует ручной корректировки результатов.

– Недостаток автоматизации экспертизы. Даже популярные отечественные программы (например, МОНОМАХ) не поддерживают машинопонимаемые форматы, что замедляет согласование проектов.

– Фрагментация данных. Отсутствие единых цифровых стандартов приводит к несовместимости между этапами проектирования, BIM-моделями и экспертизой [17].

Эти проблемы усугубляются зависимостью от иностранного программного обеспечения (ПО), что создает риски для технологического суверенитета. Разработка российского программного комплекса, объединяющего расчеты, автоматизацию документации и экспертизы, становится стратегической задачей.

Для достижения цели – создания удовлетворяющего современным требованиям российского ПО, соответствующего цифровым стандартам, – необходим анализ и модификация более 650 ГОСТ и СП для их перевода в машинопонимаемые форматы. При этом должны быть разработаны графовые структуры данных (формализация требований к конструкциям в виде онтологий) и цифровые шаблоны (автоматизация проверки параметров).

Внедрение в практику проектирования зданий и сооружений предложенного ПО обеспечит:

- Автоматическую экспертизу проектов. Результаты расчетов и чертежи будут передаваться в экспертизу в машинопонимаемом формате, сокращая сроки согласования с 30 до 5 дней.

- Снижение ошибок. ИИ-алгоритмы выявят несоответствия нормам на ранних этапах (например, ошибки в подборе арматуры по ГОСТ 34028-2016 [2]).

- Интеграцию с BIM. Чертежи автоматически обновляются при изменении модели, исключая ручную работу.

Разработка данного ПО устранил ключевые барьеры цифровизации:

- Технологический суверенитет. Замена иностранных решений отечественным аналогом.
- Стандартизация процессов. Единый цифровой контур от проектирования до экспертизы.
- Повышение качества. Минимизация человеческого фактора за счет ИИ и автоматических проверок.

Создание российского программного комплекса для расчета строительных конструкций с машинопонимаемыми стандартами – не просто техническая задача, а необходимое условие для модернизации отрасли. Реализация проекта позволит преодолеть зависимость от зарубежных технологий, ускорить процессы проектирования и повысить надежность объектов строительства. Успех зависит от консолидации усилий регуляторов в строительной отрасли, научных институтов и IT-разработчиков.

Результаты и обсуждения

Практическое внедрение машинопонимаемых стандартов в платформе StatBIM позволило значительно сократить время обработки данных испытаний арматурного проката. Анализ показал, что применение семантических технологий позволило:

- Сократить время анализа данных на 70% по сравнению с традиционными методами обработки.
- Исключить ошибки, связанные с ручным вводом данных, что обеспечило 100%-ное соответствие требованиям стандартов.

- Улучшить взаимодействие между участниками процесса – результаты испытаний автоматически интегрируются в BIM-модели, что упрощает координацию между проектировщиками, строителями и лабораториями.

Дополнительные эксперименты показали, что использование онтологических моделей позволяет автоматически идентифицировать несоответствия нормативным требованиям. В частности, анализ гипотетической партии арматурного проката выявил отклонения по прочности на растяжение, что позволило принять корректирующие меры до начала строительства.

Несмотря на успешные результаты, остаются нерешенные вопросы:

- Дальнейшая стандартизация форматов данных для повышения совместимости между различными программными комплексами.
- Развитие методов машинного обучения для прогнозирования качества строительных материалов.
- Юридическая легитимизация решений, принимаемых на основе машинопонимаемых стандартов.

Выводы

1. Переход к машинопонимаемым стандартам в строительстве необходим для повышения автоматизации проектирования, экспертизы и контроля качества.
2. Основными препятствиями являются нехватка кадров, несовместимость форматов, юридическая неопределенность и сопротивление отрасли.
3. Практическое применение в StatBIM показало сокращение времени обработки данных на 70 % и повышение точности анализа.
4. Для массового внедрения требуется создание открытых онтологий, образовательных программ и внесение изменений в нормативную базу.
5. Разработка российского ПО с поддержкой машинопонимаемых стандартов позволит сократить зависимость от зарубежных решений, повысить технологический суверенитет и качество строительных объектов.

Список литературы

1. ISO 19650-1:2018. Organization and digitization of information about buildings and civil engineering works, including building information modelling (BIM) - Information management using building information modelling [internet]. Available at: https://dl.bonrocollege.com/Files/BS_EN-ISO_19650-1_2018-%5Bbonrocollege.com%5D.pdf.
2. ГОСТ 34028-2016. Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Технические условия. Москва: Стандартинформ; 2016.
3. СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87. Москва: Минстрой России; 2012.
4. ГОСТ Р 10.0.02-2019 / ИСО 16739-1:2018. Система стандартов информационного моделирования зданий и сооружений. Отраслевые базовые классы (IFC) для обмена и управления данными об объектах строительства. Ч. 1. Схема данных (ISO 16739-1:2018, Industry Foundation Classes (IFC) for data sharing in the construction and facility management industries — Part 1: Data schema, IDT). Москва: Стандартинформ; 2019.
5. Standards. Building SMART [internet]. Available at: <https://www.buildingsmart.org/standards/bsi-standards/>.
6. Лосев К.Ю. Пропорции семантической информации на этапе проектирования в жизненном цикле объекта строительства. Наукoведение [интернет]. 2017;9(6). Режим доступа: <https://naukovedenie.ru/PDF/182TVN617.pdf> (дата доступа: 17.09.2025).
7. Hofer M., Obraczka D., Saeedi A., Köpcke H., Rahm E. Construction of Knowledge Graphs: Current State and Challenges. Information. 2024;15(8):509. <https://doi.org/10.3390/info15080509>.

8. Lai H., Deng X. Interoperability analysis of IFC-based data exchange between heterogeneous BIM software. *Journal of Civil Engineering and Management*. 2018;24(7):537–555. <https://doi.org/10.3846/jcem.2018.6132>.
9. Савельева С.А. Изучение проблематики автоматизации экспертизы сметной стоимости информационных моделей объектов капитального строительства. *Вестник науки* [интернет]. 2025;1(6):1794–1799. Режим доступа: <https://www.xn----8sbempclcwd3bmt.xn--p1ai/article/23797>.
10. Дефицит BIM-специалистов на стройках России оказался легендой – они мало кому нужны. Агентство новостей «Строительный бизнес»; 02.08.2022. Режим доступа: <https://ancb.ru/publication/read/13486>
11. Bus N., Roxin A., Picinbono G., Fahad M. Towards French Smart Building Code: Compliance Checking Based on Semantic Rules [preprint]. arXiv; 1 Oct. 2019. <https://doi.org/10.48550/arXiv.1910.00334>.
12. Торлов Л.О. О гражданско-правовой ответственности за деятельность искусственного интеллекта, робототехники. *Образование и право*. 2023;(7):240–243. <https://doi.org/10.24412/2076-1503-2023-7-240-243>.
13. Муромцев Д.В. Построение графов знаний нормативной документации на основе онтологий. СПб.: НТВ; 2021.
14. Гительман Л.Д., Кожевников М.В. Центры компетенций - прогрессивная форма организации инновационной деятельности. *Инновации*. 2013;(10):92–98.
15. Гудко А. Интеллектуальная жизнь строительных стандартов. *Digital Developer* [internet]; 02.08.2025. Режим доступа: <https://digitaldeveloper.ru/news/tpost/ib8shhky41-intellektualnaya-zhizn-stroitelnih-stand> (дата доступа: 17.09.2025).
16. Горбова И.Н., Аванесова Р.Р., Мусаев М.М. Цифровая трансформация строительной отрасли России. *Вестник Академии знаний*. 2023;(2):46–51.
17. Разработка стандарта по цифровому проектированию и технологической подготовке производства. PLM-Урал [интернет]. Режим доступа: <https://www.plm-ural.ru/resheniya/razrabotka-standartov-po-cifrovomu-proektirovaniyu> (дата доступа: 17.09.2025).

References

1. ISO 19650-1:2018. Organization and digitization of information about buildings and civil engineering works, including building information modelling (BIM) - Information management using building information modelling [internet]. Available at: https://dl.bonrocollege.com/Files/BS_EN-ISO_19650-1_2018-%5Bbonrocollege.com%5D.pdf.
2. State Standard 34028-2016. Reinforcing rolled products for reinforced concrete constructions. Specifications. Moscow: Standartinform Publ.; 2016. (In Russian).
3. SP 70.13330.2012. Load-bearing and separating constructions. Updated version of SNiP 3.03.01-87. Moscow: Ministry of Construction of Russia; 2012. (In Russian).
4. State Standard R 10.0.02-2019 / ISO 16739-1:2018. Industry Foundation Classes (IFC) for data sharing in the construction and facility management industries — Part 1: Data schema, IDT. Moscow: Standartinform Publ.; 2019. (In Russian).
5. Standards. Building SMART [internet]. Available at: <https://www.buildingsmart.org/standards/bsi-standards/>.
6. Losev K.Yu. Proportions of semantic information at the design stage in the lifecycle of a construction object. *Naukovedenie* [internet]. 2017;9(6). Available at: <https://naukovedenie.ru/PDF/182TVN617.pdf> (accessed 17 September 2025). (In Russian).
7. Hofer M., Obraczka D., Saeedi A., Köpcke H., Rahm E. Construction of Knowledge Graphs: Current State and Challenges. *Information*. 2024;15(8):509. <https://doi.org/10.3390/info15080509>.
8. Lai H., Deng X. Interoperability analysis of IFC-based data exchange between heterogeneous BIM software. *Journal of Civil Engineering and Management*. 2018;24(7):537–555. <https://doi.org/10.3846/jcem.2018.6132>.
9. Savelyeva S.A. Study of issues in automating the cost estimate expertise of information models of capital construction objects. *Vestnik Nauki*. 2025;1(6). Available at: <https://www.xn----8sbempclcwd3bmt.xn--p1ai/article/23797>. (In Russian).
10. The shortage of BIM specialists on Russian construction sites turned out to be a myth — they are needed by very few. *Construction Business News Agency* [internet]; 02 August 2022. Available at: <https://ancb.ru/publication/read/13486>. (In Russian).
11. Bus N., Roxin A., Picinbono G., Fahad M. Towards French Smart Building Code: Compliance Checking Based on Semantic Rules [preprint]. arXiv; 1 Oct. 2019. <https://doi.org/10.48550/arXiv.1910.00334>.

12. *Torlov L.O.* On civil liability for the activities of artificial intelligence, robotics. Education and Law. 2023;(7):240–243. (In Russian). <https://doi.org/10.24412/2076-1503-2023-7-240-243>.
13. *Muromtsev D.V.* Construction of knowledge graphs of regulatory documentation based on ontologies. St. Petersburg: NTV; 2021. (In Russian).
14. *Gitelman L.D., Kozhevnikov M.V.* Competence centers — a progressive form of organizing innovative activity. Innovations. 2013;(10):92–98. (In Russian).
15. Intellectual life of construction standards. DigitalDeveloper [internet]. Available at: <https://digitaldeveloper.ru/news/tpost/ib8shhky41-intellektualnaya-zhizn-stroitelnih-stand> (accessed 17 September 2025). (In Russian).
16. *Gorbova I.N., Avanesova R.R., Musaev M.M.* Digital transformation of the construction industry in Russia. Bulletin of the Academy of Knowledge. 2023;(2):46–51. (In Russian).
17. Development of a standard for digital design and technological preparation of production. PLM-Ural [internet]. Available at: <https://www.plm-ural.ru/resheniya/razrabotka-standartov-po-cifrovomu-proektirovaniyu> (accessed 17 September 2025). (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Сергей Валентинович Снимщиков, канд. техн. наук, проректор по экономике и дополнительному профессиональному образованию, МГТУ ГА, Москва
e-mail: s.snimshikov@mstuca.ru

Sergey V. Snimshchikov, Cand. Sci. (Engineering), Vice-Rector for Economics and Additional Professional Education, The Moscow State Technical University of Civil Aviation, Moscow
e-mail: s.snimshikov@mstuca.ru

Иван Петрович Саврасов[✉], канд. техн. наук, помощник проректора, МГТУ ГА, Москва
e-mail: i.savrasov@mstuca.ru

Ivan P. Savrasov[✉], Cand. Sci. (Engineering), Assistant to the Vice-Rector, The Moscow State Technical University of Civil Aviation, Moscow
e-mail: i.savrasov@mstuca.ru

[✉]Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ЖУРНАЛ «БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН»

Журнал «Бетон и железобетон» – научно-техническое рецензируемое издание для профессионалов-строителей, архитекторов, инженеров, проектировщиков, всех работников строительного комплекса, а также для индивидуальных застройщиков. Издается с 1955 г. В журнале публикуются материалы о новых конструктивных и планировочных решениях, прогрессивных строительных материалах, о теплосберегающих технологиях и конструкциях, об экономике жилищно-гражданского строительства, проблемах архитектуры, градостроительства, сельского строительства, экологии жилища.

Учредитель: Ассоциация «Железобетон».

Издатель: АО «НИЦ «Строительство».

Журнал включен в перечень ВАК с 10.06.2024 г. по научным специальностям:

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

2.1.5 – Строительные материалы и изделия (технические науки).

Журнал зарегистрирован Федеральной службой по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций (Роскомнадзор). Свидетельство о регистрации печатного издания ПИ № ФС 77-76959 от 09.10.2019. Свидетельство о регистрации средства массовой информации Эл № ФС77-86552 от 26.12.2023.

Журнал зарегистрирован в Национальном центре ISSN (International Standard Serial Number): печатное – 0005-9889, сетевое – 3034-1302.

Журнал издается на платформе Elpub Национального консорциума российских библиотек (НЭИКОН). Входит в систему РИНЦ (Российский индекс научного цитирования) на платформе eLIBRARY.ru.

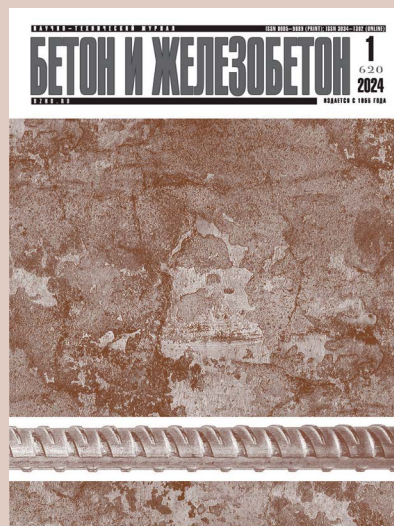
Основан: Институт НИИЖБ Госстроя СССР и ВНИИжелезобетон Минстройматериалов СССР.

Тираж печатного издания – 300 экземпляров.

Периодическое печатное издание (6 раз в год).

Подробная информация на сайте **bzhb.ru**

Подписной индекс ООО «АРЗИ» – **85502**.



*Приглашаем к сотрудничеству
ученых, аспирантов,
исследователей!*

Адрес редакции: г. Москва, 2-я Институтская ул.,
дом 6, корпус 1

Тел. редакции: +7(495)602-00-70 доб. 1022, 1023

Выпускающий редактор – Починина Наталья

e-mail: pochininane@estroy.ru



АО «НИЦ «Строительство» —
это более чем 95-летний опыт исследований
и достижений в области строительной науки.

Мы — команда единомышленников,
способных реализовать сложнейшие
инженерные проекты.

УЧЕБНЫЙ ЦЕНТР

АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»



ниц строительство
научно-исследовательский центр



НИИСК
ИИМ В.А. КУЧЕРЕНКО



НИИЖБ
ИИМ А.А. ПРОСВЕТА



НИИОСП
ИИМ Н.М. ПЕРЕКОВА



г. Москва,
2-я Институтская ул., д. 6



+7 (499) 174-73-84 | +7 (499) 174-73-80



www.cstroy.ru



motorina@cstroy.ru | smirnova@cstroy.ru



ПРОЕКТИРОВАНИЕ

ЭКСПЛУАТАЦИЯ

ИЗЫСКАНИЯ

СТРОИТЕЛЬСТВО



повысить квалификацию
специалистов и экспертов



пройти обучение в аспирантуре



подготовить диссертацию в докторантуре



защитить диссертацию на соискание ученой
степени **кандидата наук**, на соискание ученой
степени **доктора наук**

Учебный центр
АО «НИЦ «Строительство»
приглашает вас:





АО «НИЦ «Строительство» проводит подготовку специалистов на курсах повышения квалификации по очной и заочной формам:

- — в области инженерных изысканий
- — в области проектирования
- — в области строительства
- — по уникальным программам АО «НИЦ «Строительство»
- — разработка индивидуальных программ обучения и учебно-тематических планов



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



Набор в аспирантуру и докторантуру АО «НИЦ «Строительство» проводится по направлению **08.06.01 «Техника и технология строительства»** по направлениям:

- 2.1.1** «Строительные конструкции, здания и сооружения»
- 2.1.2** «Основания и фундаменты, подземные сооружения»
- 2.1.5** «Строительные материалы и изделия»

ФОРМЫ ПОДГОТОВКИ ДИССЕРТАЦИИ В АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»



Обучение в аспирантуре,
докторантуре

Прикрепление для
подготовки диссертации без
освоения образовательных
программ



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:

- 2.1.1** «Строительные конструкции, здания и сооружения»
- 2.1.2** «Основания и фундаменты, подземные сооружения»
- 2.1.5** «Строительные материалы и изделия»

Научное издание

Вестник НИЦ «Строительство»
Вып. 3(46) 2025

Редактор выпуска: Починина Н.Е.
Компьютерная верстка: Чорненький С.И.

Дата выхода в свет: 30.09.2025 г. Формат 70×100/16
Бумага мелованная. Офсетная печать.
Тираж 500 экз. Заказ № 27081

Отпечатано с готового оригинал-макета
в типографии «Триада»
170034, Российская Федерация,
г. Тверь, пр. Чайковского, д. 9, оф. 514.
тел.: +7 910 647-49-85
e-mail: triadatver@yandex.ru
Свободная цена



НИЦ строительство
научно-исследовательский центр

ISSN: 2224-9494 (Print)

ISSN: 2782-3938 (Online)

Подписной индекс: 36569

АО «НИЦ «Строительство»

Москва, 2025