



НИЦ строительство
научно-исследовательский центр

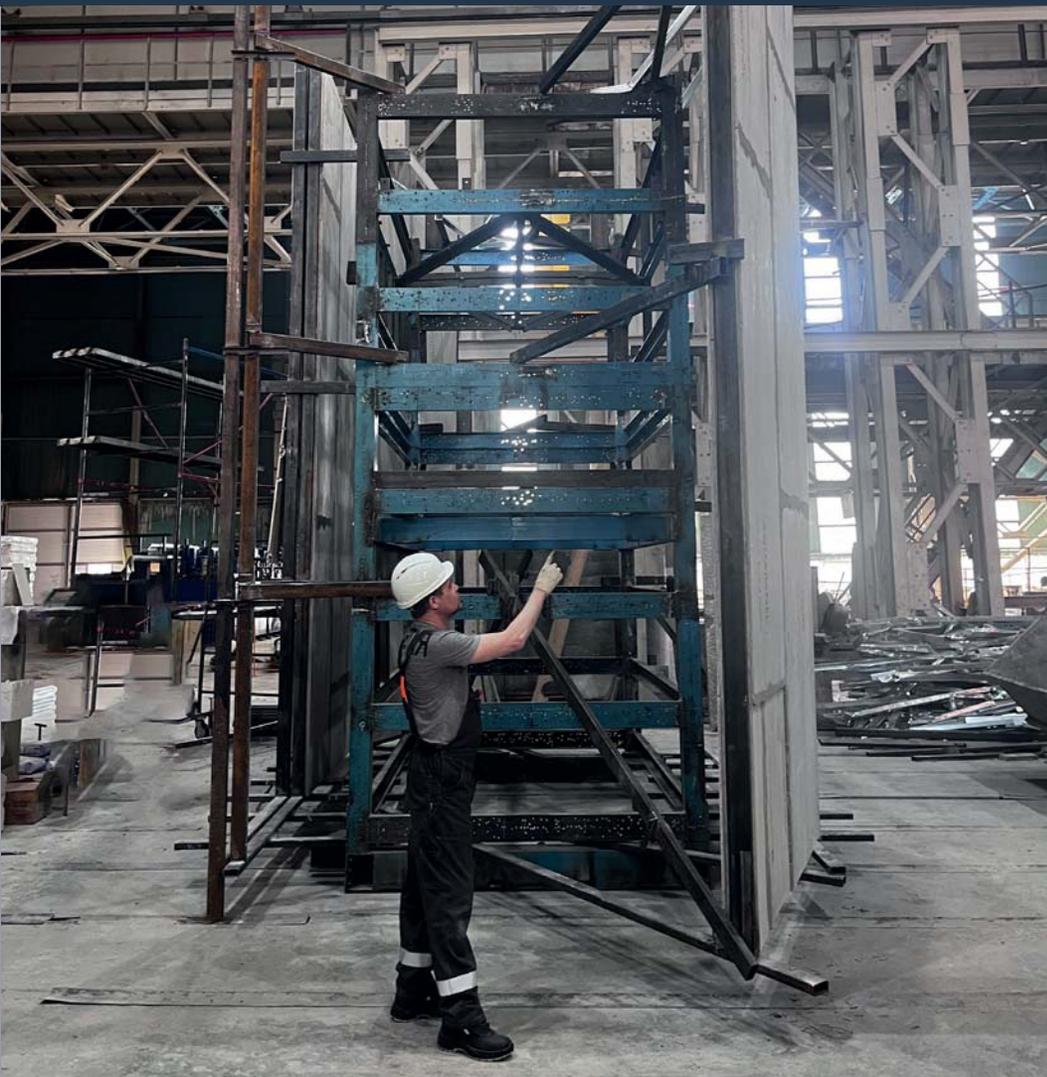


ISSN 2224-9494 (Print)
ISSN 2782-3938 (Online)

№ 4(43) 2024

ВЕСТНИК

НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»



НАУЧНЫЙ ПОТЕНЦИАЛ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ



НИЦ строительство
научно-исследовательский центр

ВЕСТНИК

НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

№ 4(43) 2024

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. 4(43) 2024

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

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 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. Герсманова
 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

МИРСАЯПОВ 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-МАТИРОСЯН Армен Заенович, 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

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

Вестник НИЦ «Строительство»
Научный потенциал строительной отрасли
 Вып. 4(43) / под ред. А.И. Звездова. –
 М.: АО «НИЦ «Строительство», 2024. – 248 с.
 ISSN 2224-9494 (Print) ISSN 2782-3938 (Online)
 DOI журнала: <https://doi.org/10.37538/2224-9494>
 DOI выпуска: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43))
В действующем Перечне ВАК от 09.12.2024 г. под номером 623.

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», 2024

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), Nizhni Novgorod, 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 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 "Energoeffect", Moscow, Russian Federation

NEMCHINOV Yury 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

CHELYSHKOV Pavel D., Dr. Sci. (Engineering), Associate Professor JSC Research Center of Construction, 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 4(43) / edited by A.I. Zvezdov. – M.: JSC Research Center of Construction, 2024. – 248 p. ISSN 2224-9494 (Print) ISSN 2782-3938 (Online) DOI journal <https://doi.org/10.37538/2224-9494> DOI issue [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)) In the current version of List of HAC from December 9, 2024 our journal has a number 623.

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, 2024

Содержание

Строительные конструкции, здания и сооружения

Зенин С.А., Кудинов О.В.

Методы оценки влияния частичного защемления многопустотных плит перекрытий в платформенных стыках на прочность нормальных сечений плит 7

Зенин С.А., Кудряков К.Л., Сычев К.Д.

Экспериментальные исследования прочности железобетонных элементов с нахлесточными соединениями сжатой арматуры в одном расчетном сечении при осевом сжатии 27

Смирнов П.Н., Салимуллин А.Р.

Исследование узлов деревянных конструкций с клеевинтовыми соединениями для диафрагм и дисков жесткости многоэтажных зданий 40

Основания и фундаменты, подземные сооружения

Алексеев А.Г., Сазонов П.М., Дымченко И.А., Алексеева А.А.

Негативные силы по боковой поверхности металлических свайных фундаментов при оттаивании песчаного грунта 50

Алексеев А.Г., Сазонов П.М., Зорин Д.В., Алексеева А.А., Дымченко И.А.

Восстановление эксплуатационной пригодности оснований и фундаментов в Арктической зоне и криолитозоне России 66

Алексеев А.Г., Сазонов П.М., Рябухина В.Г.

Методика прогнозирования значений сезонно-талого слоя в районах распространения многолетнемерзлых грунтов с учетом их деградации при климатическом потеплении 81

Антоненко Д.В., Шапошников А.В., Мисюк А.И., Шулятьев О.А., Тихонов И.Н., Пятикрестовский К.П.

Исследование вопросов оперативного контроля струйной цементации грунтов по параметрам грунтоцементной пульпы 93

Малеева А.Н., Харичкин А.И.

Обработка данных инженерно-геологических изысканий для определения параметров модели Hardening Soil на примере глинистых грунтов Нижегородской области 110

Мисюк А.И., Шапошников А.В., Антоненко Д.В., Шулятьев О.А., Орехов В.В., Пятикрестовский К.П.

Лабораторные исследования закрепления грунтов с органическими включениями растворами на основе акрилатов, силоксанов и цементов 123

Строительные материалы и изделия

Розенталь Н.К., Чехний Г.В., Розенталь А.Н.

Реакционноспособные со щелочами заполнители: коррозия и защита бетона 141

Усачев И.Н., Розенталь Н.К., Чехний Г.В.

Бетон для приливной электростанции (к 50-летию Кислогубской ПЭС в Заполярье) 156

Управление жизненным циклом объектов строительства

Ланчаков А.Б.

Инновационные технологии и искусственный интеллект в сфере строительства 166

Статьи по материалам I конференции по каменным конструкциям

«Онищиковские чтения»

Зимин С.С.

Напряженно-деформированное состояние каменных крестовых сводов 182

Ищук М.К., Айзатуллин Х.А., Черемных В.А., Пятикрестовский К.П.

Применение крупноформатных камней из высокопоризованной керамики в несущих стенах многоэтажных зданий 195

Курлапов Д.В.

Обследование технического состояния каменных зданий после огневого воздействия пожара 210

Поздеев М.Л., Лихачева С.Ю., Смагин И.В.

Квазиортотропная деформационная теория пластичности каменных кладок при плоском напряженном состоянии 218

Смагин И.В., Лихачева С.Ю., Поздеев М.Л.

Современные анизотропные критерии и предельные поверхности прочности каменной кладки при плоском напряженном состоянии для расчета в программных комплексах 232

Contents

Building constructions, buildings and structures

Zenin S.A., Kudinov O.V.

Methods for assessing the impact of partial restraint of hollow core slabs in platform joints on the strength of standard slab cross-sections 7

Zenin S.A., Kudiyakov K.L., Sychev K.D.

Experimental studies on the strength of reinforced concrete elements with lap joints of compressed reinforcement in a single design section under axial compression 27

Smirnov P.N., Salimullin A.R.

Study of joints in wooden structures with glue and screw connections for stiffening diaphragms and disks in multi-story buildings 40

Foundations, underground structures

Alekseev A.G., Sazonov P.M., Dymchenko I.A., Alekseeva A.A.

Negative forces on the lateral surface of metal pile foundations during sandy soil thawing 50

Alekseev A.G., Sazonov P.M., Zorin D.V., Alekseeva A.A., Dymchenko I.A.

Restoration of serviceability of bases and foundations in the Arctic zone and permafrost zone of Russia 66

Alekseev A.G., Sazonov P.M., Ryabukhina V.G.

Methodology for forecasting the values of seasonal thaw layer in permafrost areas considering their degradation under climate warming 81

Antonenko D.V., Shaposhnikov A.V., Misyuk A.I., Shulyatyev O.A., Tikhonov I.N., Pyatikrestovsky K.P.

Study of operational control issues in jet grouting based on the parameters of the spoil return jet grouted material 93

Maleeva A.N., Kharichkin A.I.

Processing of engineering and geological survey data for determining parameters of the hardening soil model on the example of clay soils in the Nizhny Novgorod region 110

Misyuk A.I., Shaposhnikov A.V., Antonenko D.V., Shulyatyev O.A., Orekhov V.V., Pyatikrestovsky K.P.

Laboratory testing stabilization of soils with organic constituents using acrylate, siloxane, and cement mortars 123

Building materials and products

Rozenal N.K., Chekhni G.V., Rozenal A.N.

Alkali-reactive aggregates: corrosion and protection of concrete 141

Usachev I.N., Rozenal N.K., Chekhni G.V.

Concrete for tidal power plant (on the 50th anniversary of the Kislogubskaya tidal power plant in the Arctic) 156

Lifecycle management of construction projects

Lanchakov A.B.

Innovative technologies and artificial intelligence in the construction sector 166

Articles on the materials of the 1st Conference on Masonry Structures

“Onishchikovskie Chtenija”

Zimin S.S.

Stress-strain state of stone cross vaults 182

Ishchuk M.K., Aizyatullin H.A., Cheremnykh V.A., Pyatikrestovsky K.P.

Application of large-format highly porous ceramic stones in load-bearing walls of multi-story buildings..... 195

Kurlapov D.V.

Engineering survey of stone buildings after fire exposure 210

Pozdeev M.L., Likhacheva S.Yu., Smagin I.V.

Quasi-orthotropic deformation theory of masonry plasticity in plane stress state 218

Smagin I.V., Likhacheva S.Yu., Pozdeev M.L.

Modern anisotropic criteria and limiting surfaces of masonry strength under plane stress state for calculations in software packages 232

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-7-26](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-7-26)
УДК 624.04

EDN: VYHZGO

МЕТОДЫ ОЦЕНКИ ВЛИЯНИЯ ЧАСТИЧНОГО ЗАЩЕМЛЕНИЯ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ В ПЛАТФОРМЕННЫХ СТЫКАХ НА ПРОЧНОСТЬ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ПЛИТ

С.А. ЗЕНИН^{1,✉}, канд. техн. наук
О.В. КУДИНОВ^{1,2}

¹ Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 5, г. Москва, 109428, Российская Федерация

² АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Российская Федерация

Аннотация

Введение. В настоящее время в крупнопанельном домостроении широко применяют многопустотные плиты перекрытий, в том числе плиты безопалубочного формования. Как известно, наличие пустот в плитах перекрытий обладает как преимуществами, так и недостатками с конструктивной точки зрения. Одним из недостатков пустотности сборных элементов плит перекрытий является пониженная несущая способность опорного сечения по сравнению со сплошными плитами. Данное обстоятельство наиболее сильно проявляется при учете эффекта частичного заземления опорной зоны плиты в платформенных стыках крупнопанельного здания. В действующих нормах по проектированию крупнопанельных зданий (СП 335.1325800.2017) прочность опорных сечений при частичном заземлении зависит от величины упруго-пластического момента, значение которого определяется эмпирическим путем и требует проверки. Также требует проверки значение опорного момента от частичного заземления, так как в настоящее время имеются теоретические предпосылки о его недооценке. В связи с этим представляется целесообразным проанализировать имеющиеся подходы к расчетной оценке влияния частичного заземления многопустотных плит перекрытий на прочность опорных сечений плит в платформенных стыках крупнопанельных зданий и при необходимости провести дополнительные экспериментальные и численные исследования по данному вопросу.

Цель. Проанализировать современную практику проектирования узлов крупнопанельных зданий с применением многопустотных плит перекрытий, а также имеющиеся экспериментальные исследования несущей способности платформенных стыков с различными конструктивными решениями.

Материалы и методы. Анализ выполнялся путем изучения положений отечественной и зарубежной нормативно-технической документации, а также результатов экспериментальных исследований, имеющих в общем доступе.

Результаты. Систематизированы данные по имеющимся в практике проектирования методикам оценки прочности многопустотных плит перекрытий в платформенных стыках крупнопанельных зданий.

Выводы. По результатам работы были проанализированы существующие методики расчетов прочности многопустотных плит перекрытий с учетом их частичного заземления в платформенных стыках крупнопанельных зданий. Рассмотрены методики, принятые в российских и зарубежных нормативно-технических документах, а также опытные исследования по данной тематике. Анализ данных показал, что имеющиеся методы расчета не учитывают в полной мере основные факторы, влияющие на несущую

способность опорных сечений в узлах крупнопанельных зданий, и требуют своего развития. Проведение дополнительных исследований с целью анализа напряженно-деформированного состояния опорных сечений многпустотных плит перекрытий с частичным защемлением в платформенных стыках поможет сформировать уточненную физическую многофакторную модель работы платформенного стыка, а также позволит в ряде случаев оптимизировать его конструктивные решения.

Ключевые слова: частичное защемление, платформенный стык, плита, панель, железобетон, крупнопанельное здание

Для цитирования: Зенин С.А., Кудинов О.В. Методы оценки влияния частичного защемления многпустотных плит перекрытий в платформенных стыках на прочность нормальных сечений плит. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2024;43(4):7–26. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-7-26](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-7-26)

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 11.09.2024

Поступила после рецензирования 24.10.2024

Принята к публикации 31.10.2024

METHODS FOR ASSESSING THE IMPACT OF PARTIAL RESTRAINT OF HOLLOW CORE SLABS IN PLATFORM JOINTS ON THE STRENGTH OF STANDARD SLAB CROSS-SECTIONS

S.A. ZENIN^{1,✉}, Cand. Sci. (Engineering)
O.V. KUDINOV^{1,2}

¹Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 5, Moscow, 109428, Russian Federation

²JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation

Abstract

Introduction. Currently, hollow core slabs are widely used in large-panel construction, including slabs of formwork-free shaping. Structurally, the presence of voids in slabs has both advantages and disadvantages. One of the drawbacks of hollow precast elements in slabs consists in the reduced load-bearing capacity of the support section compared to solid slabs. This issue is most pronounced when considering the effect of partial restraint in the support zone of the slab in platform joints in large-panel buildings. According to the current design standards for large-panel buildings (SP 335.1325800.2017), the strength of support sections under partial restraint depends on the value of the elastoplastic moment, which is determined empirically and requires verification. The value of the support moment under partial restraint also requires verification due to some current theoretical grounds suggesting its underestimation. Therefore, it seems reasonable to analyze existing approaches to calculating the impact of partial restraint of hollow core slabs on the strength of support sections in platform joints in large-panel buildings and, if necessary, to conduct additional experimental and numerical studies on this issue.

Aim. To analyze the current practice of designing nodes of large-panel buildings using hollow-core slabs, as well as the available experimental studies of the bearing capacity of platform joints with various structural solutions.

Materials and methods. The analysis was conducted by reviewing Russian and foreign regulatory and technical documentation, as well as publicly available results of experimental studies.

Results. The authors have systematized the data on existing methodologies for assessing the strength of hollow core slabs in platform joints in large-panel buildings.

Conclusions. The study analyzed existing methodologies for calculating the strength of hollow core slabs considering their partial restraint in platform joints in large-panel buildings. The authors examined methodologies adopted in Russian and foreign regulatory documents, as well as experimental studies on the topic. The analysis indicated that current calculation methods may neglect the main factors affecting the load-bearing capacity of support sections in joints in large-panel buildings and require further development. Additional research aimed at analyzing the stress-strain state of support sections of hollow core slabs with partial restraint in platform joints will be instrumental in developing a refined physical multifactor model of joint behavior and optimizing structural solutions in certain cases.

Keywords: partial restraint, platform joint, slab, panel, reinforced concrete, large-panel building

For citation: Zenin S.A., Kudinov O.V. Methods for assessing the impact of partial restraint of hollow core slabs in platform joints on the strength of standard slab cross-sections. *Vestnik NIC Stroitel' stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2024;43(4):7–26. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-7-26](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-7-26)

Authors contribution statement

All authors made equal contributions to the study and the publication.

Funding

The study was carried out within the framework of contractual works of 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 11.09.2024

Revised 24.10.2024

Accepted 31.10.2024

Введение

Многopустотные плиты перекрытий являются одним из наиболее оптимальных конструктивных решений при устройстве плит перекрытий в крупнопанельном строительстве. Наиболее технологичной при производстве таких плит является технология безопалубочного формования. Однако применение такой технологии имеет ряд недостатков: она не позволяет обеспечить достаточную анкеровку продольной арматуры в приопорных зонах плит, установить поперечную арматуру, а также закладные детали без специальных технологических приемов. Наряду с другими эти обстоятельства приводят к необходимости более осторожной оценки прочности приопорных участков таких плит в платформенных стыках с учетом частичного защемления.

В статье выполнен сравнительный анализ требований, содержащихся в отечественных и зарубежных нормативных документах, а также имеющихся результатов исследований, касающихся влияния различных факторов на прочность опорных сечений многopустотных плит перекрытий в стыках платформенного типа в зданиях из сборного железобетона.

Целью работы является анализ имеющихся методик расчетов стыков платформенного типа при частичном защемлении многopустотных плит перекрытий в стенах крупнопанельных зданий, а также данных соответствующих экспериментальных исследований.

Материалы и методы

Как показал анализ отечественной научно-технической, нормативной и методической литературы, большая часть отечественных экспериментальных исследований касается работы узлов сопряжения железобетонных плит безопалубочного формования с кирпичными и блочными стенами.

В исследовании С. В. Лисова, П. И. Веккера, А. А. Петянина [1] приводятся особенности работы плит безопалубочного формования (далее – плиты ПБ) в платформенных стыках, в частности, установлено снижение прочности узла сопряжения по причине наличия пустот в опорной зоне плит и действия изгибающих моментов в опорных сечениях плит, имеющих защемление в платформенном стыке. Опорный момент в данном случае воспринимается в основном бетонным сечением, так как верхняя арматура отсутствует или ее анкеровка недостаточна. Вероятность возникновения трещин в приопорной зоне зависит от этажности здания, а также глубины заделки плит. На рис. 1 приведены различные конструктивные решения, увеличивающие прочность платформенных стыков, предлагаемые в работе [1].

Отдельно следует отметить работы отечественного исследователя В. Г. Крамаря, в которых освещена рассматриваемая проблема. В работе [2] приведен анализ результатов, полученных при испытаниях на прочность заделки преднапряженных плит ПБ (рис. 2) в кирпичные и блочные стены. При проектировании опытных образцов отрицательный

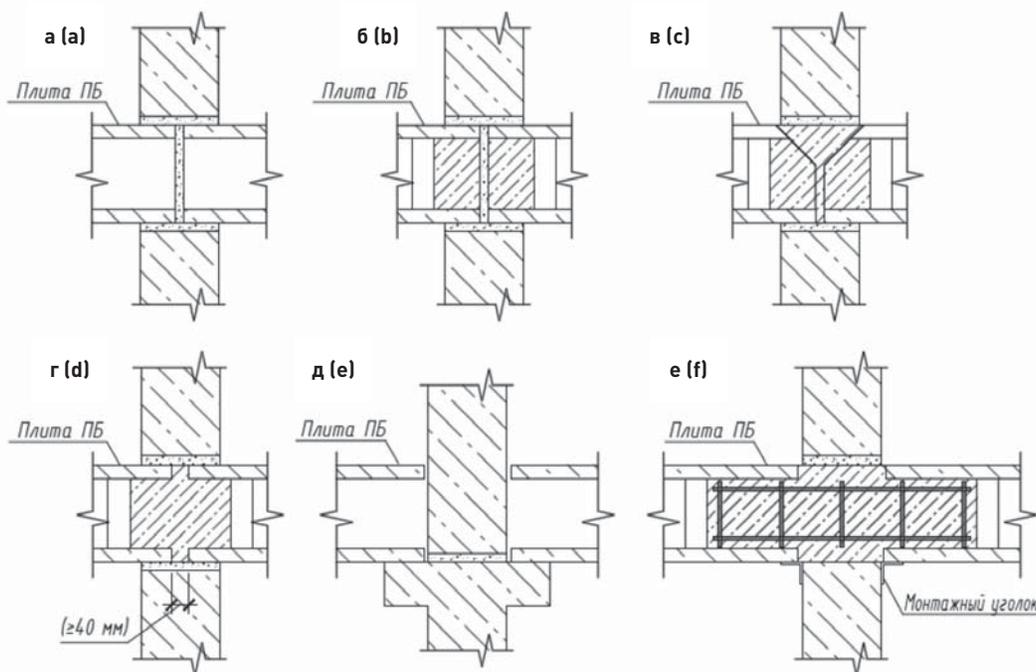


Рис. 1. Узлы опирания плит ПБ в горизонтальном стыке крупнопанельного здания [1]: а – платформенный стык; б – платформенный стык с замоноличенными пустотами; в – платформенный стык с подрезкой плиты перекрытия; г – платформенно-моноклитный стык; д – контактный стык; е – моноклитный стык

Fig. 1. Support nodes for slabs of formwork-free shaping in a horizontal joint of a large-panel building [1]: а – platform joint; б – platform joint with grouted voids; в – platform joint with a cut slab; д – platform-monolithic joint; е – contact joint; ф – monolithic joint

момент, возникающий на опорных участках панелей перекрытия на кирпичные и блочные стены, принимался равным 15% от пролетного расчетного момента.

Испытания были выполнены на опытных образцах, имеющих один и два пролета перекрытий, при этом один конец плит имел защемление. Также был предусмотрен эталонный образец по схеме свободно опертой балки для сравнительного анализа.

При конструировании опытных образцов учитывали различные варианты возможной работы платформенных стыков в конструктивной системе здания, в связи с этим были рассмотрены варианты глубины заделки со значениями 10, 15 и 20 см и величины сжимающих напряжений в стыках со значениями 1; 1,5; 2 и 4 МПа, моделирующие нагрузку от различного количества этажей.

Момент образования трещин в опорном сечении в работе [2] по опытным данным предлагается определять по формуле:

$$M_{Т.оп}^{исп} = l_p (R_{Т.оп}^{исп} - P_{Т.оп}^{исп}), \quad (1)$$

где $R_{Т.оп}^{исп}$ – реакция на свободной опоре;

$P_{Т.оп}^{исп}$ – сосредоточенная внешняя сила в $1/4$ пролета в момент образования трещины на защемленной опоре.

Расчетный момент трещинообразования предлагается определять по формуле:

$$M_{Т.оп}^{теор} = R_p W_T^B - N_{0,2} (e_0 - r_{я}^H), \quad (2)$$

где R_p – фактическая прочность бетона на растяжение;

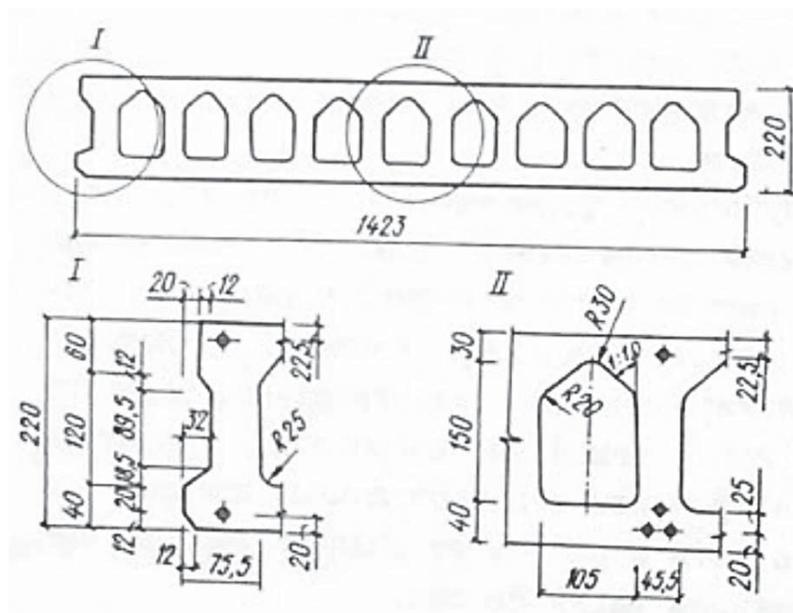


Рис. 2. Поперечное сечение плит перекрытий [2]

Fig. 2. Cross-section of slabs [2]

W_T^B – момент сопротивления приведенного сечения плит для крайнего (верхнего) растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутой зоны бетона;

$N_{0,2}$ – величина усилия предварительного натяжения в арматуре с учетом всех потерь и снижения усилий в арматуре в пределах зоны анкеровки;

e_0 – эксцентриситет усилия $N_{0,2}$ относительно центра тяжести сечения;

$r_{я}^H$ – расстояние от нижней ядровой точки до центра тяжести сечения.

Сравнение полученных по формулам (1) и (2) значений показало удовлетворительную сходимость, однако для случая защемления панелей в блоках при $\sigma_{сж} = 4$ МПа трещины появились при моменте, полученном по формуле (2).

Учет податливости узла опирания плит предлагается оценивать коэффициентом K :

$$K = \frac{M_{T,оп}^{исп}}{M_{T,оп}^y}, \quad (3)$$

где $M_{T,оп}^y$ – изгибающий момент в опорном сечении плиты, вычисленный при жесткой заделке,

принимаемый равным $M_{T,оп}^y = -9/32 P_{T,оп}^{исп} \times l_p$.

На основе анализа полученных опытных данных авторами предложены различные значения коэффициента K , которые для стен из кирпича принимаются равными от 0,51 до 0,79, для блочных стен – от 0,73 до 0,82.

Таким образом, согласно выводам работы [2], определение изгибающего момента в опорном сечении плиты может выполняться как при жесткой заделке плиты с дополнительным учетом коэффициента степени защемления K . Значения коэффициента K принимают в зависимости от глубины заделки плиты и величины обжатия стены.

В последующей работе В. Г. Крамаря и др. [3] на основе результатов исследований предлагается формула для определения момента образования трещин для панелей со смешанным армированием:

$$M_T = KM_T^H, \quad (4)$$

где M_T^H – момент образования трещин согласно СНиП II-21-75 [4];

K – коэффициент, учитывающий влияние неравномерности обжатия и наличия ненапрягаемой арматуры в момент образования трещин.

Согласно СНиП II-21-75 [4] момент образования трещин:

$$M_T = R_{pII} W_T \pm M_{об}^a, \quad (5)$$

где $M_{об}^a$ – момент усилия N_0 относительно оси, параллельной нулевой линии и проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны сечения плиты;

W_T – момент сопротивления приведенного сечения плиты для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого бетона. В действующем в настоящее время СП 335.1325800.2017 [5] приведены указания по учету частичного защемления опорных участков плит перекрытий крупнопанельных конструктивных систем. Образование опорных (отрицательных) моментов от частичного защемления сборных элементов плит в горизонтальных стыках после установки вышерасположенных панелей стен при расчетах плит перекрытий может быть учтено конструктивно.

При соблюдении условия (6) дополнительных конструктивных мероприятий в опорных сечениях не требуется.

$$M_{\text{оп}} \leq \bar{M}_{bt}, \quad (6)$$

где $M_{\text{оп}}$ – опорный момент от частичного защемления;

\bar{M}_{bt} – несущая способность нормального сечения плиты перекрытия на опорном участке.

Опорный момент от частичного защемления $M_{\text{оп}}$ определяют по формуле:

$$M_{\text{оп}} = k \frac{ql^2}{8}, \quad (7)$$

где k – коэффициент, принимаемый равным 0,4;

q – постоянные и временные нагрузки на плиту перекрытия без учета собственного веса плиты;

l – пролет плиты.

Согласно действующим нормам [5] допускается принимать значение коэффициента k по результатам испытаний горизонтальных стыков при условии согласования результатов и методов испытаний с разработчиками норм.

Несущую способность нормального сечения плиты \bar{M}_{bt} определяют по формуле:

$$\bar{M}_{bt} = R_{bt} \times W_{pl}, \quad (8)$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению по предельным состояниям первой группы;

$W_{pl} = 1,75W_0$ – пластический момент сопротивления для нормального сечения плиты без учета арматуры для крайнего растянутого волокна;

W_0 – упругий момент сопротивления для нормального сечения плиты без учета арматуры, определяемый согласно общим правилам сопротивления материалов для крайнего растянутого волокна.

Если условие (6) не соблюдается, необходимо с помощью конструктивных мероприятий обеспечить усиление опорной зоны плит перекрытий. Усиление выполняют путем установки дополнительной арматуры (отдельными стержнями или плоскими каркасами) в продольные межплитные швы или в предварительно вскрытые пустоты многопустотных плит перекрытий с последующим замоноличиванием.

Допускается в качестве конструктивных мероприятий усиления опорной зоны плит перекрытий использовать армированную бетонную стяжку по верху плиты толщиной не менее 40 мм.

Во всех случаях необходимо обеспечить требуемую анкеровку арматуры согласно СП 63.13330.2018 [6].

Дополнительно согласно нормам [5] при расчете плит перекрытий на изгибающий момент от частичного защемления для опорных участков необходимо выполнять проверку наклонных сечений по прочности согласно СП 63.13330.2018 [6].

Нормативные документы предыдущих поколений (Пособие [7]) также рассматривают особенности проектирования платформенных стыков конструкций в крупнопанельных зданиях. Согласно Пособию [7] при платформенном стыке многопустотных плит перекрытий со стенами рекомендуется предусматривать конструктивно-технологические

меры повышения прочности опорных сечений. Кроме того, согласно [7], сборные плиты, не имеющие специальных связей для обеспечения неразрезности на опорах, необходимо рассчитывать по прочности без учета эффекта защемления. При работе плиты, имеющей платформенный стык, на изгиб из плоскости в двух направлениях допускается принимать углы плиты, закрепленные от подъема. При этом следует отметить, что четких указаний по расчету опорного момента нет.

Более ранние нормы – ВСН 32-77 [8], предшествующие Пособию [7], рекомендаций по определению значений опорных моментов также не включают.

Отдельно следует отметить, что в нашей стране было разработано достаточно большое количество серий для проектирования и производства многопустотных плит безопалубочного формования. Отдельные серии включают в себя и рекомендации по проектированию.

В частности, согласно 453 серии УралНИИПроект [9], опорные моменты предлагается вычислять по формуле:

$$M_{\text{оп}} = Kql_p^2, \quad (9)$$

где $K = 1/24-1/20$ – при глубине опирания 150 мм на несущие кирпичные стены и стены из мелких блоков из ячеистых и легких бетонов класса по прочности на сжатие не более В5;

$K = 1/18-1/16$ – при опирании на стены крупноблочных зданий из легких бетонов класса по прочности на сжатие не более В7,5;

q – нагрузка сверх собственного веса плит при $\gamma_f = 1$.

Условие, при выполнении которого не требуется усиление опорных участков, определяется по (6).

В харьковской серии [10] также предлагается определять момент по формуле (9). Условие, при выполнении которого не требуется усиление опорных участков, определяется по (8), однако значение пластического момента сопротивления сечения определяется по формуле:

$$W_{pl} = 1,5W_0 \quad (10)$$

Согласно московской серии 568 [11] для многопустотных плит в платформенных стыках прочность нормального сечения определяется образованием трещин от действия изгибающего момента в зоне защемления. В серии указано, что на основании результатов проведенных исследований опытный опорный изгибающий момент, при котором образуются трещины, существенно ниже значения опорного изгибающего момента при жестком защемлении в упругой постановке.

Для оценки податливости соединения плита/стена введен коэффициент степени защемления k . Значение коэффициента k принимают из соотношения опытного момента и момента при жестком защемлении, что аналогично предложению работы [2] (см. формулу (3)). Проверку прочности выполняют из условия:

$$M_{\text{оп}} \leq M_{\text{crc}}, \quad (11)$$

где $M_{\text{оп}}$ – опорный момент;

M_{crc} – момент трещинообразования.

Опорный момент определяется по формуле:

из условия:

$$M_{оп} = \frac{Kql^2}{12}, \quad (12)$$

где q – полезная расчетная равномерно распределенная нагрузка сверх собственной массы плиты;

k – коэффициент степени защемления, принимаемый по табл. 1.

Значение момента образования трещин определяют по формуле:

$$M_{crc} = \gamma_{b4} W_{pl} R_{br} \quad (13)$$

где W_{pl} – пластический момент сопротивления для верхней грани плиты;

$\gamma_{b4} = 0,75$ – коэффициент условий работы бетона;

$R_{br} = 14$ кг/см² – для тяжелого бетона В40.

В дополнении к 464 серии УралНИИПроект [12] разработаны рекомендации по проектированию узлов опирания многопустотных плит перекрытий на стены зданий из различных материалов. В них рассмотрен фрагмент рамы в пределах двух этажей с односторонней заделкой. Опорные моменты определяются стандартным расчетом поперечной рамы в упругой стадии без учета податливости узлов.

При расчете плит длиной от 5 до 8 м с опорой на кирпичную стену допускается определять момент на опоре по формуле:

$$M_{оп.упр.} = \frac{Kql^2}{8}, \quad (14)$$

где k_1 – коэффициент снижения моментов полного защемления за счет общего изгиба элементов поперечной рамы, $k_1 = 0,75-0,9$.

Опорный момент для плит высотой 220–300 мм из бетона классов В30–В40 с опорой на кирпичную стену определяют по формуле:

$$M_{оп} = M_{оп.упр.} K, \quad (15)$$

где K – обобщенный коэффициент податливости узла, $K = 0,115-0,621$.

Согласно [13] значение опорного момента определяют по формуле:

$$M = \frac{ql^2}{17}, \quad (16)$$

Таблица 1

Значение коэффициента k [11]

Table 1

Value of coefficient k [11]

Глубина опирания плиты, $l_{оп}$, см	Значение коэффициента k	
	Кирпичная стена	Железобетонная и блочная стена
100	0,5	0,7
165	0,75	0,85
220	1,0	1,0

где q – полезная равномерно распределенная нормативная нагрузка.

Среди зарубежных исследователей необходимо отметить в первую очередь работы белорусских специалистов, затрагивающие изучение работы платформенных стыков с учетом частичного защемления.

В частности, в серии Б1.041, разработанной НИПТИС им. Атаева С.С. для плит безопалубочного формования [14], при расчете нормальных сечений опорных участков плит, опертых на кирпичные и блочные стены, опорный момент определяют по формуле:

$$M = \frac{ql^2}{17}, \tag{17}$$

где q – полезная равномерно распределенная расчетная нагрузка.

В 2009 году этим же институтом выпущены рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий с применением плит безопалубочного формования [15]. Согласно данным рекомендациям опорный момент определяют по формуле:

$$M_{\text{оп}} = M_1 + M_2, \tag{18}$$

где M_1 – изгибающий момент от вертикальной опорной реакции, кНм;

M_2 – изгибающий момент от реакции сил трения, кН.

Значение изгибающего момента M_1 определяют по формуле:

$$M_1 = \frac{aR}{3}, \tag{19}$$

где a – длина опорного участка, м (рис. 3);

R – вертикальная опорная реакция, определяемая по результатам расчета плиты, кНм.

Значение изгибающего момента M_2 определяют по формуле:

$$M_2 = p \times a \times f \times d \tag{20}$$

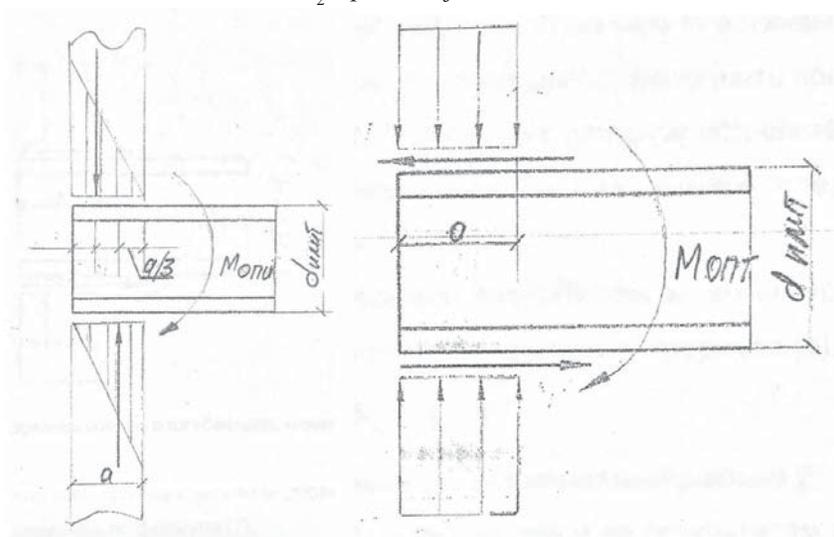


Рис. 3. К определению момента M_1 (слева) и M_2 (справа) по [15]
 Fig. 3. Determination of moments M_1 (left) and M_2 (right) according to [15]

где a – длина опорного участка, м;

f – коэффициент трения, принимаемый равным 0,8;

d – высота плиты;

p – среднее давление на плиту перекрытия, кПа, $p = \frac{R}{ab}$,

где b – ширина плиты, м.

Исходя из значения изгибающего момента в плите от частичного защемления на опоре определяют максимальную нагрузку на плиту по формуле:

$$g_{p,пр} = k \left(g - \frac{8M_{оп}}{L^2} \right), \quad (21)$$

где $M_{оп}$ – изгибающий момент от частичного защемления на опоре, кНм;

g – расчетная равномерно распределенная нагрузка на плиту шириной 1 м (без учета собственного веса), кПа;

L – расчетный пролет плиты, м;

k – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,3.

Этим же институтом была выпущена серия для плит ПБ на оборудовании компании «Вибропресс» [16], где приведены максимально допустимые значения изгибающих моментов в опорном сечении плиты при частичном защемлении в зависимости от ее класса бетона по прочности на сжатие. При возникновении больших моментов рекомендуется усиление плит согласно рекомендациям [15].

В работе А. Д. Лазовского [17] приведены результаты опытных исследований, связанных с оценкой прочности нормальных сечений плит ПБ с учетом их защемления в платформенных стыках (рис. 4). Также автором выполнено сравнение опытных значений изгибающего момента в опорном сечении плиты при частичном защемлении с теоретическими значениями, полученными по различным методикам.

Анализ полученных результатов, приведенный в табл. 2, показал расхождение опытных значений опорного момента с расчетными значениями, полученными с предложениями работ [3, 14, 15 и 17] от 2% до 5 раз, наилучшую сходимость показала методика работы [3] – 2–8%.

При этом автором отмечается, что рассмотренные в работе [17] методики позволяют учесть изгибающий момент в опорном сечении плиты только в предельном состоянии по прочности, т. е. при разрушении. Также автором обращается внимание на отсутствие

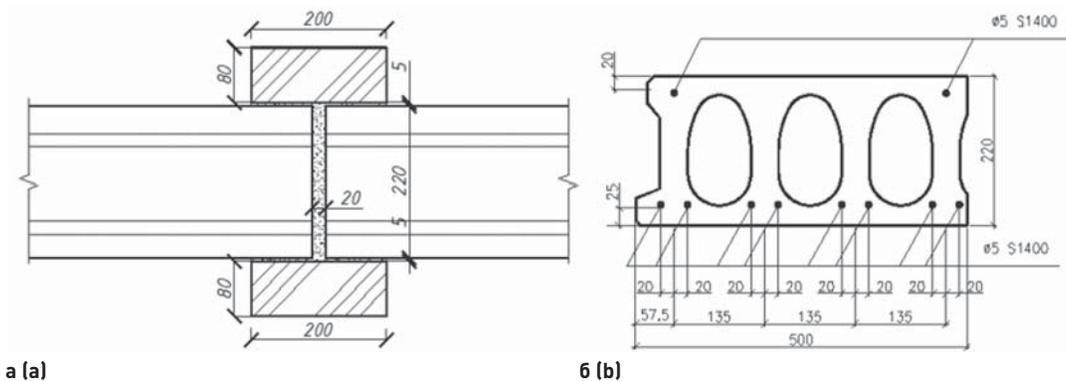


Рис. 4. Узел сопряжения (а) и схема армирования (б) многопустотных плит опытных образцов в [17]
Fig. 4. Junction (a) and reinforcement scheme (b) in hollow-core slabs of experimental samples in [17]

Таблица 2

Результаты испытаний для плит, защемленных в блочную стену [17]

Table 2

Results of tests for slabs restrained in a prefab wall [17]

Шифр фрагмента	Опорный момент (среднее опытное значение), кН·м	$M_{оп}$, кН·м, по [3]	$M_{оп}$, кН·м, по [15]	$M_{оп}$, кН·м, по [14]	Предельный опорный момент по [17]
ПС-1 (с прижатием 3 т)	-30	-32,52	-6,08	-11,9	-21,1
ПС-2 (с прижатием 20 т)	-34,56	-33,9	-40,53	-11,9	-21,1
Жесткая заделка		-45,8			
Шарнир		0			

методик, позволяющих учитывать фактическую работу плит ПБ в зоне платформенного стыка с установлением напряженно-деформированного состояния в плитах перекрытия на различных этапах их нагружения.

В исследовании В. М. Чика и С. Б. Щербака [18] при помощи численного моделирования рассматривается работа платформенного стыка многопустотных плит при опирании на железобетонные стены. Рассмотрены различные схемы опирания, в том числе учитывающие различные уровни вертикального обжатия стыка: со свободным опиранием, с опиранием глубиной 80 и 200 мм. По итогам исследования авторами установлено, что вертикальное обжатие стыка оказывает влияние на его работу, а также на работу конструкции плиты в пролете.

В европейском нормативном документе Eurocode 2 [19] имеется указание о необходимости выполнения расчета опорного сечения изгибаемого элемента на действие изгибающего момента, возникающего от эффекта частичного защемления даже в тех случаях, когда при расчете принимается свободное опирание. Значение опорного изгибающего момента от частичного защемления принимают не менее доли β_1 от наибольшего пролетного изгибающего момента. Рекомендуемое значение β_1 равно 0,15.

В EN 1168-2005+A2:2009 [20] предлагаются следующие возможные варианты учета отрицательного момента на опорах:

- конструирование узлов опирания, не допускающих возникновение отрицательных моментов;
- проектирование конструкций и узлов таким образом, чтобы трещины не приводили к возникновению аварийных ситуаций;
- проектирование на основе расчета.

Согласно [20] опорный изгибающий момент (рис. 5) определяют как наименьшее значение, полученное по формулам (22) или (23):

$$M_{Edf} = \frac{M_{Eds}}{3}, \tag{22}$$

где $M_{Eds} = \gamma_G(M_{gs} - M_{ws}) + \gamma_Q M_{qs}$ – полезная равномерно распределенная расчетная нагрузка;
 M_{gs} – максимальное нормативное значение пролетного изгибающего момента от постоянных воздействий;

- M_{qs} – то же, от переменных воздействий;
- M_{ws} – то же, от собственного веса элементов;

γ_G, γ_Q – коэффициенты надежности по нагрузке для постоянных и кратковременных воздействий.

$$M_{Edf} = 2/3 N_{Edt} a + \Delta M, \quad (23)$$

где ΔM – принимают равным наибольшему значению из: $\Delta M = f_{ctd} W$ или $\Delta M = f_{yd} A_y d + \mu_b N_{Edt} h$.

Если шов между торцами элементов меньше 50 мм или швы не заполнены раствором, то ΔM принимают равным наименьшему значению:

$$\Delta M = \mu_b N_{Edt} h \quad (24)$$

или

$$\Delta M = \mu_0 N_{Edb} h, \quad (25)$$

где a – длина опоры, показанная на рис. 5;

A_y – площадь поперечного сечения анкерной арматуры;

d – расстояние от нижней грани плиты до анкерной арматуры;

f_{yd} – расчетное сопротивление растяжению стали;

N_{Edt} – расчетное значение продольного усилия в вышерасположенном элементе;

N_{Edb} – то же, в нижерасположенном элементе;

W – момент сопротивления сечения поперечного бетонного шва;

μ_0 – коэффициент трения на нижней стороне плиты;

μ_b – то же, на верхней стороне плиты;

μ_0 и μ_b принимают равными 0,8 для бетона по бетону; 0,6 – для бетона по раствору; 0,25 – для бетона по резине или неопрену; 0,15 – для бетона по войлоку.

Усиление узлов сопряжения можно не выполнять, если соблюдается условие:

$$M_{Edf} \leq 0,5(1,6 - h) f_{ctd} W_t, \quad (26)$$

где h – высота поперечного сечения плиты, м;

W_t – момент сопротивления для верхней грани сечения плиты.

Если условие (26) не соблюдается, то необходимо выполнить усиление узла опирания плиты перекрытия на стены по следующим возможным вариантам усиления:

- установка верхней арматуры в плите перекрытия;
- армирование продольных швов или установка арматуры в пустотах плиты;
- устройство армированной стяжки.

Для оценки отрицательного момента в документе *fib Bulletin 43* [21] рекомендуется использовать формулы EN 1168-2005+A2:2009 [20]. При этом указывается, что нет необходимости учитывать влияние трения или анкерной арматуры, если бетон шва еще не растрескался.

Таким образом, момент до образования трещин в поперечном шве определяется по формуле:

$$M_{rest} = \frac{2}{3} N_{t's} l_s + f_{ctj} W, \quad (27)$$

после образования трещин:

$$M_{rest} = \frac{2}{3} N_{t's} l_s + f_y A_s d + \mu_t N_t h, \quad (28)$$

где μ_t – коэффициент трения верхней грани плиты;

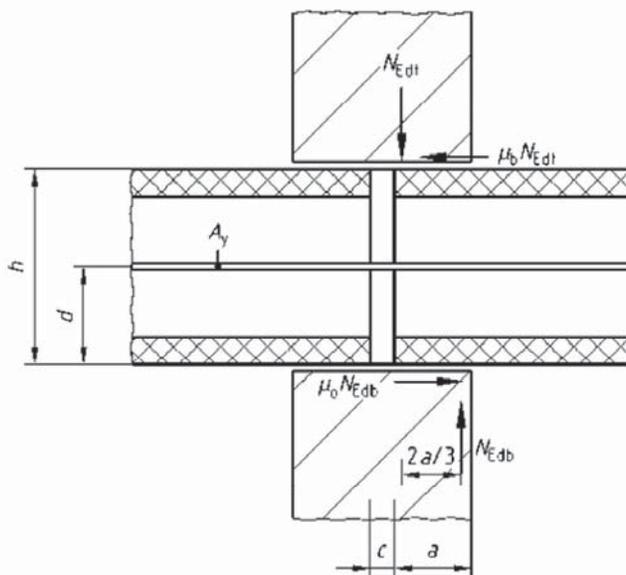


Рис. 5. К определению отрицательных моментов на опоре согласно [20]
Fig. 5. Determination of negative moments on a support according to [20]

f_{ctj} – предел прочности бетона шва;
 N_t – полная нормальная сила в стене у верхней грани плиты;
 W_{cj} – момент сопротивления шва в поперечном сечении (весь шов включая заполнение пустот).

Для оценки максимальной осевой удерживающей силы N_{restr} используют следующие выражения:

если поперечный шов не имеет трещин:

$$N_{restr} = f_{ctj} A_j, \tag{29}$$

если поперечный шов имеет трещины:

$$N_{restr} = \frac{\mu_t N_t + \mu_b N_b}{2} + f_y A_s, \tag{30}$$

где A_j – полная площадь поперечного сечения шва (включая заполнения пустот);

μ_b – коэффициент трения нижней грани плиты;

N_b – полная нормальная сила в стене у верхней грани плиты.

Для восприятия отрицательного момента, возникающего на опоре в руководстве РС1 [22], предлагается установка арматуры перпендикулярно стыку плиты. Рекомендаций по определению значений опорных моментов не приводится.

Выводы

Результаты анализа требований отечественных и зарубежных нормативно-технических документов, опытных исследований и методов расчета прочности опорных сечений многопустотных плит перекрытий в платформенных стыках крупнопанельных зданий с учетом их заземления приведены в сводной табл. 3.

Как показал сравнительный анализ, основными факторами, влияющими на прочность опорных сечений плит при частичном заземлении, являются геометрические характеристики поперечного сечения, а также прочностные характеристики материала плиты. Также

Таблица 3

Сопоставление методик расчетов

Table 3

Comparison of calculation methods

Источник	Опорный момент, $M_{оп}$	Несущая способность, M_{bt}
СП 335.1325800.2017 [5]	$M_{оп} = k \frac{ql^2}{8},$ <p>где k – коэффициент, принимаемый равным 0,4; q – постоянные и временные нагрузки на плиту перекрытия без учета собственного веса плиты. Соответственно:</p> $M_{оп} = 0,4 \frac{ql^2}{8}$	$\bar{M}_{bt} = R_{bt} \times W_{pl}$ <p>где $W_{pl} = 1,75W_0$ – пластический момент сопротивления для нормального сечения плиты без учета арматуры для крайнего растянутого волокна; W_0 – упругий момент сопротивления для нормального сечения плиты без учета арматуры, определяемый согласно общим правилам сопротивления материалов для крайнего растянутого волокна</p> $\bar{M}_{bt} = 1,75 R_{bt} \times W_0$
Прочность узлов сопряжения преднапряженных многопустотных панелей перекрытий со стенами – В.Г. Крамарь [и др.] [2]	$M_{оп} = k \frac{ql^2}{8};$ соответственно: $M_{оп} = (0,51-0,79) \frac{ql^2}{8}$ или $M_{оп} = (0,73-0,82) \frac{ql^2}{8}$	$\bar{M}_{bt} = R_{bt} \times W_{pl}$ <p>W_{pl} согласно СНиП с учетом арматуры</p>
Плиты перекрытий железобетонные предварительно напряженные стенового безопалубочного формования ШИФР 0-453-04.0 [9]	$M_{оп} = Kql^2,$ <p>где $K = 1/24-1/20$ или $K = 1/18-1/16$; q – нагрузка сверх собственной массы плит при $\gamma_f = 1$. Соответственно:</p> $M_{оп} = (0,33-0,4$ или $0,44-0,5) \frac{ql^2}{8}$	<p>Согласно СНиП [23]</p> $\bar{M}_{bt} = 1,75 R_{bt} \times W_0$
Серия ИЖ 01/04-10.0 – ТО [10]	Согласно серии 0-453-04.0 [9]. Соответственно: $M_{оп} = (0,33-0,4$ или $0,44-0,5) \frac{ql^2}{8}$	Согласно СНиП [23], где $W_{pl} = 1,5 W_0$ $\bar{M}_{bt} = 1,5 R_{bt} \times W_0$
Плиты «Weiler» (Италия). Серия Б1.041.1-4.10. Вып. 3 [14]	$M = \frac{ql^2}{17}$ <p>где q – полезная равномерно распределенная расчетная нагрузка. Соответственно:</p> $M = 0,47 \frac{ql^2}{8}$	–

Таблица 1. Продолжение
 Table 1. Continuation

Источник	Опорный момент, $M_{оп}$	Несущая способность, M_{bt}
ШИФР 0-464-09.1 [12]	$M_{оп} = (0,75-0,9) \frac{ql^2}{8}$ (допускается для пролета плиты 5–8 м). Соответственно: $M_{оп} = (0,115-0,621) \frac{ql^2}{8}$	-
ШИФР 0-312 (вып. 0) [13]	$M = \frac{ql^2}{17},$ где q – полезная равномерно распределенная нормативная нагрузка. Соответственно: $M = 0,47 \frac{ql^2}{8}$	$\bar{M}_{bt} = R_{bt} \times W_{pl}$ согласно СНиП [4]
Р 1.03.055.09 [15]	$M_{оп} = \frac{aR}{3} + Rfd,$ где a – длина опорного участка, м; f – коэффициент трения, $f = 0,8$; d – высота плиты. Соответственно, при $R = \frac{ql}{2}$: $M_{оп} = \left(\frac{4a + 9,6d}{3l} \right) \frac{ql^2}{8}$	Определяют предельно допусаемую нагрузку на плиту $g_{p,пр} = \kappa \left(g - \frac{8M_{оп}}{l^2} \right),$ где g – расчетная нагрузка на плиту шириной 1 м (без учета с/веса); κ – коэффициент, принимаемый равным 1,3
EN 1168-2005 [20]	Наименьшее из двух значений $M_{Edf} = \frac{M_{Eds}}{3}$ $M_{оп} = \frac{2aN}{3} + \max \{ f_{ctd}W; f_{yd}A_yd + fNh \}$ Соответственно, $M_{оп} = 0,33 \frac{ql^2}{8}$, где q – расчетные постоянные и временные нагрузки на плиту перекрытия без учета собственного веса плиты; $M_{оп} = \frac{2aN}{3} + fNh.$ При $N = R = \frac{ql}{2}$ $M_{оп} = \frac{4(2a + 3fh)ql^2}{3l \cdot 8}$	$\bar{M}_{bt} = 0,5(1,6 - h)f_{ctd}W_t,$ где h – высота плиты в м; W_t – момент сопротивления сечения, связанный с верхним слоем плиты
Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1 : General rules and rules for buildings [19]	$M_{оп} = \beta_1 \frac{ql^2}{8} = 0,15 \frac{ql^2}{8}$	-
FIB Bulletin 43. Structural connections for precast concrete buildings [21]	Момент до образования трещин в поперечном шве: $M_{rest} = \frac{2}{3}Nl_s + f_{ct}W.$ После образования трещин: $M_{rest} = \frac{2}{3}Nl_s + f_{y'}A_s d + \mu_t Nl_h$	-
Дополнение к ИЖ 568-03 [11]	$M_{оп} = \frac{\kappa ql^2}{12},$ где q – полезная расчетная равномерно распределенная нагрузка сверх собственной массы плиты. Соответственно: $M_{оп} = (0,33-0,67) \frac{ql^2}{8}$	Согласно СНиП [23] $M_{срс} = \gamma_{b4} W_{pl} R_{bt}$ где $\gamma_{b4} = 0,75$

Примечание: Прочерк означает отсутствие четких указаний по определению указанной величины.
 Note: A dash means that there is no clear indication of how to determine the specified value.

по результатам исследований на работу стыка оказывает влияние величина обжатия платформенного стыка и глубина опирания плиты. В ряде случаев существующие методики регламентируют только определение величины опорного изгибающего момента, без уточнения несущей способности опорного сечения.

По результатам анализа установлено, что методики расчета, содержащиеся в действующих отечественных и зарубежных нормативных документах, учитывают влияние частичного защемления на прочность опорного сечения плиты преимущественно в виде эмпирических коэффициентов, значения которых варьируются в достаточно широких пределах с учетом различных факторов. В частности, значения изгибающих моментов в опорном сечении плит при их частичном защемлении принимают в виде доли от значения изгибающих моментов в пролетном сечении, принимаемых по шарнирной схеме, которые варьируются в пределах от 0,15 до 0,9, что оказывает весьма существенное влияние на оценку прочности узлов. Значения несущих способностей во всех методиках привязаны к прочности бетона плиты на растяжение, а также ее геометрическим характеристикам, выраженным через упругопластические или условно упругие моменты сопротивлений, что также дает разброс значений порядка 20% при оценке прочности.

В связи с этим методика расчета прочности опорных сечений многопустотных плит перекрытий с учетом их защемления в платформенных стыках нуждается в дальнейшем развитии в части уточнения влияния величины обжатия стыка, а также глубины опирания плиты на прочность элемента. Проведение дополнительных исследований с целью анализа напряженно-деформированного состояния опорных сечений многопустотных плит перекрытий с частичным защемлением в платформенных стыках поможет сформировать уточненную физическую многофакторную модель работы платформенного стыка, а также позволит в ряде случаев оптимизировать его конструктивные решения.

Список литературы

1. Лисов С.В., Веккер П.И., Петянин А.А. Особенности проектирования крупнопанельных жилых домов с возможностью свободной планировки квартир. В: Университетский комплекс как региональный центр образования, науки и культуры: материалы Всероссийской научно-методической конференции [интернет]. Оренбург: Оренбург. гос. ун-т.; 2018, с. 291–294. Режим доступа: <http://elib.osu.ru/bitstream/123456789/6060/1/291-294.pdf>
2. Крамарь В.Г., и др. Прочность и трещиностойкость узлов сопряжения со стенами зданий преднапряженных многопустотных панелей безопалубочного формования. В: Предварительно напряженные железобетонные конструкции зданий и сооружений: сб. науч. трудов. Москва: НИИЖБ; 1985, с. 23–34.
3. Крамарь В.Г., Чалкатрян Д.А., Кожухов И.И. Преднапряженные многопустотные панели со смешанным армированием. Бетон и железобетон. 1986;(1):3–5.
4. СНиП II-21-75. Нормы проектирования. Гл. 21. Бетонные и железобетонные конструкции. Москва: Стройиздат; 1976.
5. СП 335.1325800.2017. Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования [интернет]. Москва; 2017. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/557350458>
6. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения (с Изменением № 1) [интернет]. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/554403082>
7. Пособие по проектированию жилых зданий (к СНиП. 2.08.01-85). Вып. 3. Конструкции жилых зданий. Москва: Стройиздат; 1989.
8. ВСН 32-77. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий. Москва: Госгражданстрой; 1978.

9. Плиты перекрытий железобетонные предварительно напряженные стендового безопалубочного формирования. Шифр 0-453-04.0. Выпуск 0. Рабочие чертежи. Материалы для проектирования и технические требования. Екатеринбург: УралНИИПроект РААСН; 2005.
10. Плиты перекрытий железобетонные предварительно напряженные стендового безопалубочного формирования. Шифр ИЖ 01/04-10.0. Выпуск 0. Материалы для проектирования и технические требования. Харьков: Харьковский государственный технический университет строительства и архитектуры; 2010.
11. Рекомендации по применению многпустотных плит перекрытий, изготовляемых способом непрерывного формирования на длинных стендах (дополнение к ИЖ 568-03). Москва; 2005.
12. Плиты перекрытий железобетонные предварительно напряженные стендового безопалубочного формирования по ТУ 5842-001-89328839-09. Шифр 0-464-09.А. Расчет и конструирование узлов опирания многпустотных плит перекрытий на стены зданий из кирпича или мелких блоков. Выпуск А. Дополнение (рекомендуемое). Екатеринбург: УралНИИПроект РААСН; 2010.
13. Плиты рядовые железобетонные многпустотные предварительно напряженные безопалубочного формирования высотой 220 мм для перекрытий и покрытий многоэтажных жилых, общественных и производственных зданий. Шифр 0-312. Выпуск 0. Москва: ЦИТП Госстроя СССР; 1984.
14. Плиты железобетонные многпустотные предварительно напряженные безопалубочного формирования на оборудовании «Weiler» (Италия) для перекрытий и покрытий жилых, общественных и производственных зданий. Серия Б1.041.1-4.10. Выпуск 3. Минск: Ин-т НИПТИС им. Атаева С.С.
15. Расчет и проектирование дисков перекрытий с применением плит безопалубочного формирования. Р 1.03.055.09. Минск: Ин-т НИПТИС им. Атаева С.С.; 2009.
16. Плиты железобетонные многпустотные предварительно напряженные безопалубочного формирования на оборудовании «Вибропресс» (Россия) для перекрытий и покрытий жилых, общественных и производственных зданий. Серия Б1.041.1-5.10. Минск: Ин-т НИПТИС им. Атаева С.С.
17. Лазовский А.Д. Особенности работы многпустотных плит перекрытий безопалубочного формирования с платформенными стыками. Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F, Строительство. Прикладные науки. 2013;(16):45–50.
18. Чик В.М., Щербак С.Б. Исследование узлов сопряжения плит перекрытия безопалубочного формирования со стеновыми конструкциями. Вестник Брестского государственного технического университета. Серия: Строительство и архитектура. 2020;(1):112–117.
19. EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings [internet]. Available at: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1992.1.1.2004.pdf>
20. EN 1168-2005+A2:2009. Precast concrete products – Hollow core slabs [internet]. Available at: <https://standards.iteh.ai/catalog/standards/cen/676e9746-3a35-45f9-95be-352a20c64568/en-1168-2005a2-2009>
21. fib Bulletin 43: Structural connections for precast concrete buildings. Sprint-Digital-Druck, Stuttgart; 2008.
22. PCI Manual for the Design of Hollow Core Slabs and Walls. Third Ed.; 2015. <https://doi.org/10.15554/mnl-126-15>
23. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. Москва: Госстрой СССР; 1985.

References

1. Lisov S.V., Vekker P.I., Petyanin A.A. Design features of large-panel residential buildings with the possibility of open-plan apartments [internet]. In: The University complex as a regional center of education, science and culture: materials of the All-Russian Scientific and Methodological Conference. Orenburg: Orenburg State University; 2018, pp. 291–294. (In Russian). Available at: <http://elib.osu.ru/bitstream/123456789/6060/1/291-294.pdf>
2. Kramar V.G., et al. Strength and crack resistance of junctions of prestressed hollow panels of formwork molding with walls of buildings. In: Prestressed reinforced concrete structures of buildings and structures: Collection of scientific works. Moscow: NIIZHB; 1985, pp. 23–34. (In Russian).
3. Kramar V.G., Chalkatryan D.A., Kozhukhov I.I. Prestressed hollow panels with mixed reinforcement. Beton i Zhelezobeton = Concrete and Reinforced Concrete. 1986;(1):3–5. (In Russian).
4. СНиП II-21-75. Design standards. Chapter 21. Concrete and reinforced concrete structures. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1976. (In Russian).
5. SP 335.1325800.2017. Large-panel construction systems. Design rules [internet]. Moscow; 2017. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/557350458>. (In Russian).

6. SP 63.13330.2018. Concrete and reinforced concrete structures. General provisions (Changes No. 1) [internet]. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/554403082>. (In Russian).
7. Handbook on the design of residential buildings (to SNiP. 2.08.01-85). Issue 3. Constructions of residential buildings. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1989. (In Russian).
8. VSN 32-77. Instructions for the design of structures of panel residential buildings. Moscow: Gosgrazhdanstroi Publ.; 1978. (In Russian).
9. Reinforced concrete prestressed floor slabs for bench formwork molding. Cipher 0-453-04.0. Issue 0. Working drawings. Materials for the design and technical requirements. Yekaterinburg: UralNIIProekt RAASN; 2005. (In Russian).
10. Reinforced concrete prestressed floor slabs for bench-type formwork molding. Cipher IZH 01/04-10.0. Issue 0. Materials for design and technical requirements. Kharkiv: Kharkiv State Technical University of Construction and Architecture; 2010. (In Russian).
11. Recommendations for the use of hollow floor slabs manufactured by continuous molding on long stands (supplement to IZH 568-03). Moscow; 2005. (In Russian).
12. Reinforced concrete prestressed floor slabs for bench-free molding according to TU 5842-001-89328839-09. Cipher 0-464-09.A. The calculation and construction of nodes for the support of hollow floor slabs on the walls of buildings made of bricks or small blocks. Issue A. Supplement (recommended). Yekaterinburg: UralNIIProekt RAASN; 2010. (In Russian).
13. Ordinary reinforced concrete slabs, prestressed, prestressed, without formwork, 220 mm high, for floors and coverings of multi-storey residential, public and industrial buildings. Cipher 0-312. Issue 0. Moscow: TSITP Gosstroy of the USSR; 1984. (In Russian).
14. These reinforced concrete multistage structures are designed for the production of equipment "Weiler" (Italy) for hidden and open house, public and industrial buildings. Series B1.041.1-4.10. Issue 3. Minsk: In-t NIPTIS named after Ataeva S.S.
15. Calculation and design of floor discs using formwork molding plates. R 1.03.055.09. Minsk: In-t NIPTIS named after Ataeva S.S.; 2009. (In Russian).
16. Reinforced concrete slabs, prestressed, prestressed, without formwork forming on Vibropress equipment [Russia] for floors and coverings of residential, public and industrial buildings. Series B1.041.1-5.10. Minsk: In-t NIPTIS named after Ataeva S.S. (In Russian).
17. *Lazowski A.D.* Work features of hollow slabs of formless molding with platform seams. Vestnik of Polotsk State University. Part F. Constructions. Applied Sciences. 2013;(16):45–50. (In Russian).
18. *Chik V.M., Shcherbak S.B.* Research of the connections of the interface of the plates of the overlapping of the forming-free forming with wall designs. Vestnik of Brest State Technical University. Series: Construction and Architecture. 2020;(1):112–117. (In Russian).
19. EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings [internet]. Available at: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1992.1.1.2004.pdf>
20. EN 1168-2005+A2:2009. Precast concrete products – Hollow core slabs [internet]. Available at: <https://standards.iteh.ai/catalog/standards/cen/676e9746-3a35-45f9-95be-352a20c64568/en-1168-2005a2-2009>
21. *fib* Bulletin 43: Structural connections for precast concrete buildings. Sprint-Digital-Druck, Stuttgart; 2008.
22. PCI Manual for the Design of Hollow Core Slabs and Walls. Third Ed.; 2015. <https://doi.org/10.15554/mnl-126-15>
23. SNiP 2.03.01-84. Concrete and reinforced concrete structures. Moscow: Gosstroy of the USSR; 1985. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Сергей Алексеевич Зенин , канд. техн. наук, заведующий лабораторией теории железобетона и конструктивных систем, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: lab01@mail.ru

Sergei A. Zenin , Cand. Sci. (Engineering), Laboratory Head, Laboratory of Reinforced Concrete Structures and Structural Systems, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: lab01@mail.ru

Олег Владимирович Кудинов, аспирант, АО «НИЦ «Строительство»; заместитель заведующего лабораторией теории железобетона и конструктивных систем, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: lab01@mail.ru

Oleg V. Kudinov, Postgraduate Student, JSC Research Center of Construction; Deputy Head of the Laboratory of Reinforced Concrete Structures and Structural Systems, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: lab01@mail.ru

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-27-39](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-27-39)
УДК 624.012.4

EDN: YCIFWG

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С НАХЛЕСТОЧНЫМИ СОЕДИНЕНИЯМИ СЖАТОЙ АРМАТУРЫ В ОДНОМ РАСЧЕТНОМ СЕЧЕНИИ ПРИ ОСЕВОМ СЖАТИИ

С.А. ЗЕНИН^{1.✉}, канд. техн. наук
К.Л. КУДЯКОВ^{1,2}, канд. техн. наук
К.Д. СЫЧЕВ^{3,4}

¹ Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 5, 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 АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Российская Федерация

⁴ ООО «Проектное бюро АПЕКС», Дербеневская наб., д. 7, стр. 9, г. Москва, 115114, Российская Федерация

Аннотация

Введение. В действующих отечественных нормах к нахлесточным соединениям арматурных стержней, выполняемым в одном сечении конструкции, установлены более жесткие требования по длине нахлестки арматурных стержней по сравнению с нахлесточными соединениями вразбежку. Ввиду недостаточной изученности вопроса для сжатой арматуры данные требования не имеют в целом достаточного обоснования и приняты с некоторой осторожностью, что приводит к повышенному расходу арматуры. В связи с этим представляется необходимым исследовать различные возможные конструктивные решения нахлесточных стыков арматуры, выполняемых в одном расчетном сечении, и экспериментально проверить их влияние на прочность сжатых железобетонных элементов при действии статических нагрузок.

Цель. Проведение экспериментальных исследований несущей способности сжатых железобетонных элементов с различными вариантами нахлесточных стыков арматуры, расположенных в одном расчетном сечении.

Материалы и методы. Экспериментальные исследования проводились путем испытания железобетонных элементов с центральным приложением статической сжимающей нагрузки. Исследования проводились с учетом положений действующих норм.

Результаты. Получены экспериментальные данные о прочности железобетонных элементов с различными вариантами нахлесточных соединений арматуры, расположенных в одном расчетном сечении, при осевом сжатии.

Выводы. По результатам экспериментальных исследований были определены разрушающие нагрузки, установлены схемы разрушения опытных образцов. Разрушение для всех опытных образцов происходило за пределами нахлесточного соединения. В зависимости от конструктивного решения образца значения разрушающих нагрузок для исследованных образцов с нахлесточными стыками арматуры были как ниже в среднем на 4 %, чем для образцов без стыков, так и выше них на 2–3 %.

Ключевые слова: железобетон, конструкции, прочность, соединение арматуры, нахлест, сжатие

Для цитирования: Зенин С.А., Кудряков К.Л., Сычев К.Д. Экспериментальные исследования прочности железобетонных элементов с нахлесточными соединениями сжатой арматуры в одном расчетном сечении при осевом сжатии. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2024;43(4):27–39. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-27-39](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-27-39)

Вклад авторов

Зенин С.А., Сычев К.Д. – анализ нормативно-технической базы, подготовка программы испытаний, анализ результатов исследований, написание статьи.

Кудряков К.Л. – организация проведения экспериментальных исследований.

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 10.09.2024

Поступила после рецензирования 26.09.2024

Принята к публикации 03.10.2024

EXPERIMENTAL STUDIES ON THE STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS WITH LAP JOINTS OF COMPRESSED REINFORCEMENT IN A SINGLE DESIGN SECTION UNDER AXIAL COMPRESSION

S.A. ZENIN^{1,✉}, Cand. Sci. (Engineering)

K.L. KUDYAKOV^{1,2}, Cand. Sci. (Engineering)

K.D. SYCHEV^{3,4}

¹Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, 2nd Institut'skaya str., 6, bld. 5, Moscow, 109428, Russian Federation

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

³JSC Research Center of Construction, 2nd Institut'skaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation

⁴LLC APEX Project Bureau, Derbenevskaya nab., 7, bld. 9, Moscow, 115114, Russian Federation

Abstract

Introduction. Current Russian standards impose stricter requirements on the overlap length of reinforcing bars in lap joints executed within a single section of the structure compared to staggered lap joints. Due to insufficient research on this issue concerning compressed reinforcement, these requirements lack comprehensive justification and have been adopted with some caution, which leads to increased reinforcement consumption. This implies investigating various possible design solutions for lap joints of reinforcement bars made in a single design section and experimental verifying of their impact on the strength of compressed reinforced concrete elements under static loads.

Aim. To conduct experimental studies on the load-bearing capacity of compressed reinforced concrete elements with different variants of lap joints of reinforcement located in a single design section.

Materials and methods. Experimental studies were conducted by testing reinforced concrete elements subjected to centrally applied static compressive loads. The studies were carried out in accordance with the provisions of current standards.

Results. Experimental data were obtained regarding the strength of reinforced concrete elements with various types of lap joints of reinforcement located in a single design section under axial compression.

Conclusions. Experimental studies have determined the failure loads and the failure patterns in the test samples. Failure for all test samples occurred outside the lap joint. Depending on the design solution of the sample, the values of failure loads for the studied samples with lap joints of reinforcement were lower by an average of 4 % than for samples without joints or higher by 2–3 %.

Keywords: reinforced concrete, structures, strength, reinforcement joint, lap, compression

For citation: Zenin S.A., Kudyakov K.L., Sychev K.D. Experimental studies on the strength of reinforced concrete elements with lap joints of compressed reinforcement in a single design section under axial compression. *Vestnik NIC Stroitel' stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2024;43(4):27–39. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-27-39](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-27-39)

Authors contribution statement

Zenin S.A., Sychev K.D. – analysis of the regulatory and technical framework, preparation of a test procedure, analysis of research results.

Kudyakov K.L. – organization of experimental research.

Funding

The study was carried out within the framework of contractual works of 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 10.09.2024

Revised 26.09.2024

Accepted 03.10.2024

Введение

В настоящее время в железобетонных конструкциях широко используются нахлесточные соединения арматурных стержней без сварки. Популярность данного вида соединений обусловлена простотой и низкой трудоемкостью его устройства по сравнению, например, с механическими или сварными соединениями. Экономическая эффективность нахлесточного соединения особенно высока для арматуры небольших диаметров. В вертикальных конструкциях, воспринимающих преимущественно сжимающие нагрузки, такой вид соединений используют над узлом сопряжений с горизонтальными конструкциями. При этом разбежку стыков арматурных стержней часто не предусматривают, так как это приводит к увеличению трудоемкости монтажа, связанной с дополнительными затратами на размещение и фиксацией стержней на определенной высоте. В связи с этим распространено конструктивное решение по устройству нахлесточных соединений в вертикальных конструкциях в одном расчетном сечении, когда вертикальная арматура верхней конструкции устанавливается на выполненную горизонтальную конструкцию (например, плиту) и соединяется внахлест с выпусками вертикальной арматуры из нижележащей конструкции.

В российских нормах к нахлесточным соединениям арматурных стержней, выполняемым в одном сечении конструкции, установлены более жесткие требования по длине нахлестки арматурных стержней по сравнению с нахлесточными соединениями вразбежку. Ввиду недостаточной изученности вопроса в целом данные требования не имеют достаточного обоснования и приняты с некоторой осторожностью, что приводит к повышенному расходу арматуры.

Анализ положений отечественных и зарубежных нормативных документов показал, что не во всех нормах рассматривается фактор относительного содержания нахлесточных соединений сжатой арматуры в одном сечении железобетонного элемента. Среди рассмотренных нормативных документов этот вопрос учтен в отечественных нормах СП 63.13330.2018 [1], европейских нормах EN 1992-1-1 Eurocode 2 [2] и уже не действующем ModelCode1990 [3], который лег в основу европейских норм. Нормативные документы США ACI 318-19 [4], Германии DIN 1045-1 [5], а также ModelCode 2010 [6] таких указаний не содержат. В бюллетене *fib* № 72 [7] неоднократно подчеркивается, что известно лишь небольшое количество испытаний сжатых нахлесточных соединений стержней периодического профиля, несмотря на важность таких соединений с точки зрения прочности конструкции. Среди опытных исследований оценки влияния стыков сжатой арматуры внахлест в сжатых элементах можно отметить работы Кэрнса [8, 9], а также Пфистера и Мэттока [10], где приведены достаточно детальные описания опытных образцов и результатов исследований.

В связи с этим были проведены дополнительные экспериментальные исследования прочности сжатых железобетонных конструкций с нахлесточными соединениями, расположенными в одном сечении. Результаты настоящего исследования, наряду с уже имеющимися, но немногочисленными данными, могут быть использованы в дальнейшем для верификации численных моделей и оценки надежности предлагаемых методов расчетов и конструирования.

Целью работы является проведение экспериментальных исследований с оценкой несущей способности сжатых железобетонных элементов с различными вариантами нахлесточных стыков арматуры, а также оценка возможности уточнения и дополнения существующих методов расчета и конструирования нахлесточных стыков сжатой арматуры.

Материалы и методы

Перед проведением экспериментальных исследований для выявления основных факторов, влияющих на прочность элементов с нахлесточными соединениями сжатой арматуры, расположенными в одном сечении, был выполнен анализ существующей отечественной и зарубежной нормативно-технической базы, а также имеющихся опытных данных по этому вопросу. Результаты анализа приведены в работе [11]. На основе выполненного анализа была составлена программа экспериментальных исследований, в рамках которых в НИИЖБ им. А. А. Гвоздева были подготовлены и испытаны на сжатие опытные образцы с различными конструктивными решениями нахлесточных стыков арматуры.

Всего было изготовлено и испытано 20 опытных образцов с арматурой двух диаметров – 14 и 20 мм, класс арматуры – А500. Образцы представляли собой призмы, размеры которых отличались в зависимости от диаметра соединяемой арматуры. Для образцов с арматурой диаметром 14 мм длина призм составляла 1000 мм с размерами основания 170 × 170 мм. Для образцов с арматурой диаметром 20 мм длина призм составляла 1300 мм с размерами

основания 180×180 мм. Образцы предусматривались из бетонов двух классов по прочности на сжатие. Также для каждого класса бетона и диаметра арматуры предусмотрены эталонные образцы – без нахлесточных соединений (образцы К.1, К.5, К.10 и К.15). Образцы с нахлесточными соединениями арматуры предусматривали различные конструктивные решения, позволяющие оценить влияние минимально допустимой длины нахлеста, равной $20d$ (d – диаметр соединяемой арматуры), расчетной длины нахлеста, а также различное содержание поперечной арматуры в зоне нахлеста. Нахлесточные соединения арматуры расположены в средней части опытных образцов.

По конструктивным решениям для анализа результатов образцы условно были разделены на четыре группы:

- группа 1: из бетона с призмической прочностью 34,1 МПа и стержнями диаметром 14 мм (образцы К.1–К.4);
- группа 2: из бетона с призмической прочностью 28,2 МПа и стержнями диаметром 14 мм (образцы К.10–К.14);
- группа 3: из бетона с призмической прочностью 34,1 МПа и стержнями диаметром 20 мм (образцы К.5–К.9);
- группа 4: из бетона с призмической прочностью 28,2 МПа и стержнями диаметром 20 мм (образцы К.15–К.20).

Маркировка опытных образцов и их характеристики по разработанной программе испытаний представлены в табл. 1. Конструктивные решения опытных образцов приведены на рис. 1, 2.

Дополнительно были изготовлены и испытаны контрольные образцы бетона и арматуры.

Испытания опытных образцов проводились на осевое сжатие на гидравлическом модернизированном прессе П-500, дооснащенном цифровым измерительным оборудованием и программным обеспечением на действие кратковременных нагрузок (рис. 3).

Опытный образец помещали в гидравлический пресс и перед испытанием проводили его центровку при помощи пробного нагружения не более 10% от разрушающей нагрузки.

Регистрация деформаций сжатого бетона, а также напряжений в поперечной арматуре в зоне нахлесточного соединения арматуры в опытных образцах выполнялась с помощью системы установленных тензодатчиков. Тензодатчики расположены по боковым граням образцов в средней их части, а также на крайних хомутах в зоне нахлеста. Датчики на поверхности образцов также использовались для оценки равномерности нагружения при центрировании образца. Снятие показаний с тензодатчиков выполнялось при помощи измерительного многоканального цифрового комплекса.

Также при проведении испытаний была использована цифровая система измерений Vic-3D для оценки деформативности и образования трещин в опытных образцах.

Перед проведением испытания для каждого образца замерялись фактические размеры его поперечного сечения, длина образца, а после испытания уточнялась рабочая высота сечения и толщина защитного слоя бетона.

Нагрузка прикладывалась ступенями $1/10$ от теоретической разрушающей нагрузки. На каждой ступени проводилась выдержка под нагрузкой около 3 мин. За это время выполнялся визуальный осмотр, отмечались нагрузки образования и развития трещин. Также снимались все показания тензометрии с опытного образца. При испытаниях нагрузка доводилась до исчерпания несущей способности (до разрушения) опытного образца.

Таблица 1

Характеристики образцов для испытаний

Table 1

Test sample specifications

№	Образец	Класс бетона	Продольная арматура, d_s , мм	Длина нахлеста, l_p , мм	Поперечная арматура		Размеры образца, $b \times h \times l$, мм
					кол-во хомутов в зоне нахлеста	по длине нахлеста	
1	K.1	Не ниже В30	4 Ø 14	–	–	Ø 10/210	170 × 170 × 1000
2	K.2			280	2	Ø 10/210	
3	K.3			280	2 + 2*	Ø 10/210	
4	K.4			280	3	Ø 10/140	
5	K.5	Не ниже В30	4 Ø 20	–	–	Ø 12/300	180 × 180 × 1300
6	K.6			400	3	Ø 12/200	
7	K.7			400	3 + 2*	Ø 12/200	
8	K.8			400	5	Ø 12/100	
9	K.9			500	3	Ø 12/200	
10	K.10	Не ниже В15	4 Ø 14	–	–	Ø 10/210	170 × 170 × 1000
11	K.11			480	2	Ø 10/210	
12	K.12			280	2	Ø 10/210	
13	K.13			280	2 + 2*	Ø 10/210	
14	K.14			280	3	Ø 10/140	
15	K.15	Не ниже В15	4 Ø 20	–	–	Ø 12/300	180 × 180 × 1300
16	K.16			680	3	Ø 12/200	
17	K.17			680	5	Ø 12/100	
18	K.18			400	3	Ø 12/200	
19	K.19			400	3 + 2*	Ø 12/200	
20	K.20			400	5	Ø 12/100	

Примечание: * – доп. хомуты за длиной нахлестки не далее чем $3d$ от концов.

Note: * – additional stirrups at the length of the lap not further than $3d$ from the ends.

Результаты

По результатам экспериментальных исследований установлен характер разрушения, определены разрушающие нагрузки, установлена схема трещинообразования, определены деформации укорочения образцов, а также получены данные по тензометрии для дальнейшей обработки и анализа.

Проведенные испытания опытных образцов показали, что характер разрушения всех образцов носил пластичный характер. Разрушение во всех случаях происходило за пределами нахлесточного соединения, то есть в трети длины образцов.

Как указывалось выше, для анализа результатов опытные образцы были условно разделены на четыре группы. Сравнительный анализ результатов основывался на оценке прочности нормального сечения эталонных образцов в каждой группе: K.1, K.5, K.10 и K.15, в которых отсутствовали нахлесточные соединения арматуры, а также прочности остальных элементов с различными конструктивными решениями нахлестки.

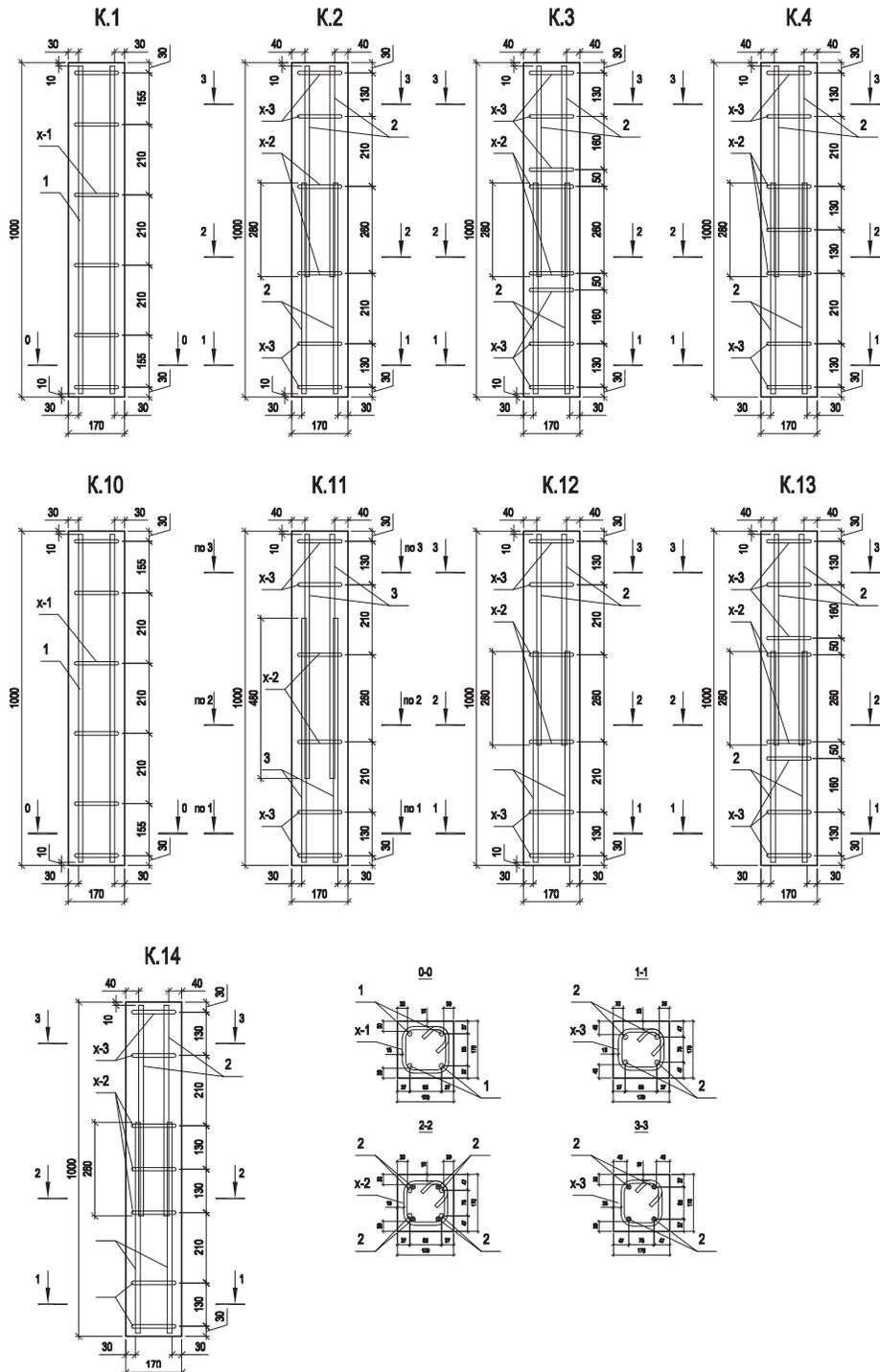


Рис. 1. Конструктивные решения серий опытных образцов с арматурой диаметром 14 мм
 Fig. 1. Structural solutions of series of test samples with 14 mm diameter reinforcement

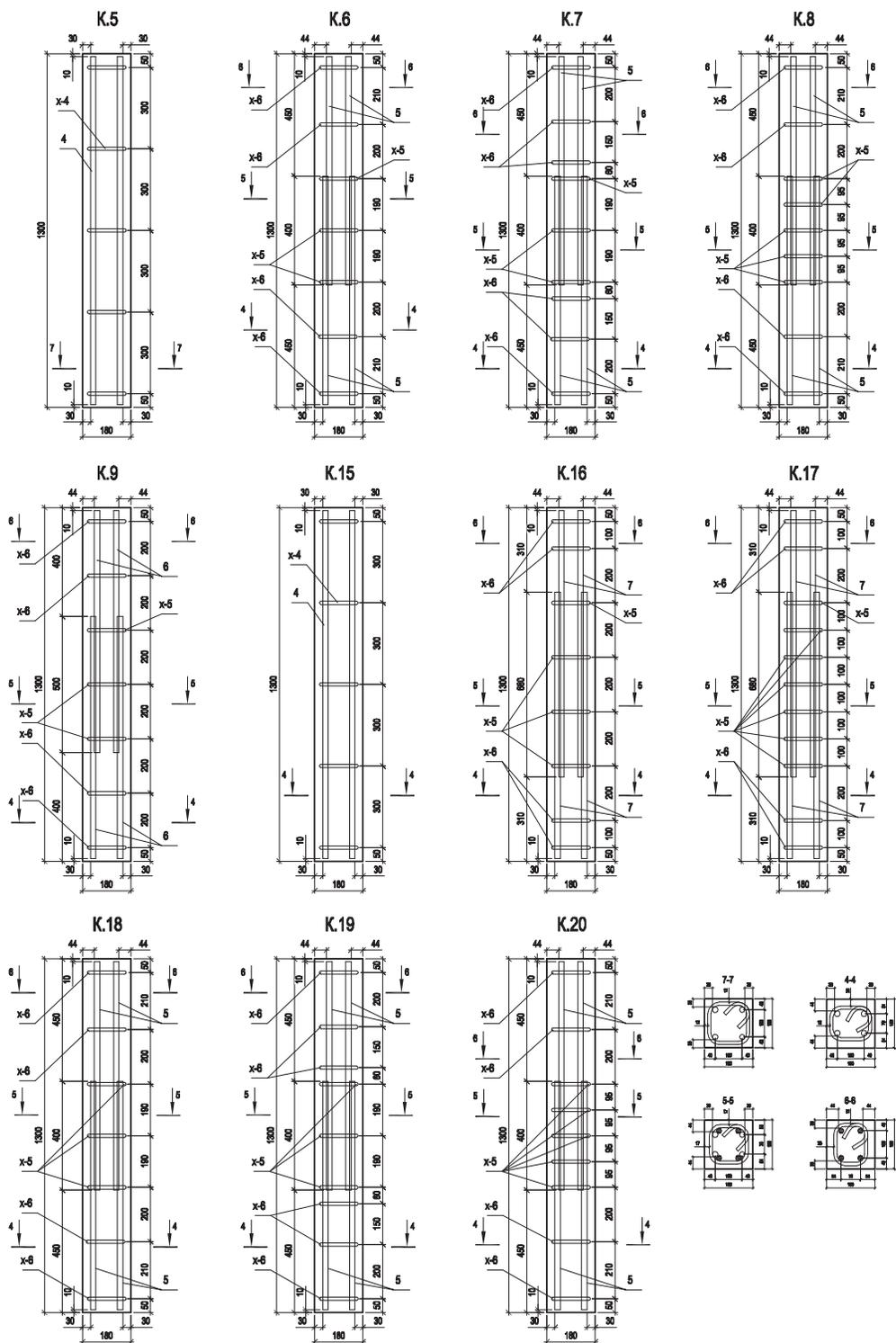


Рис. 2. Конструктивные решения серий опытных образцов с арматурой диаметром 20 мм
Fig. 2. Structural solutions of series of test samples with 20 mm diameter reinforcement



Рис. 3. Общий вид испытаний опытных образцов
Fig. 3. General view of testing the samples

Как показал сравнительный анализ, в зависимости от конструктивного решения образца значения разрушающих нагрузок для исследованных образцов с нахлесточными стыками арматуры могут быть как ниже в среднем на 4%, чем для образцов без стыков, так и выше них на 2–3% (рис. 4–7).

По результатам испытаний образцы с длиной нахлестки арматуры, отвечающей минимально допустимому значению по конструктивным требованиям, равному $20d$, в большинстве случаев показали прочность, идентичную эталонному образцу в группе. При этом образцы со сгущением шага поперечной арматуры по длине нахлеста показали наименьшие значения несущей способности, которые ниже на 2–14% по сравнению с эталонными образцами как при минимальной длине нахлеста, так и при увеличенной.

Также анализ результатов испытаний показал, что установка дополнительных хомутов за длиной нахлеста сжатой арматуры на расстоянии $2,5–3d$ не оказала влияния на несущую способность опытных образцов.

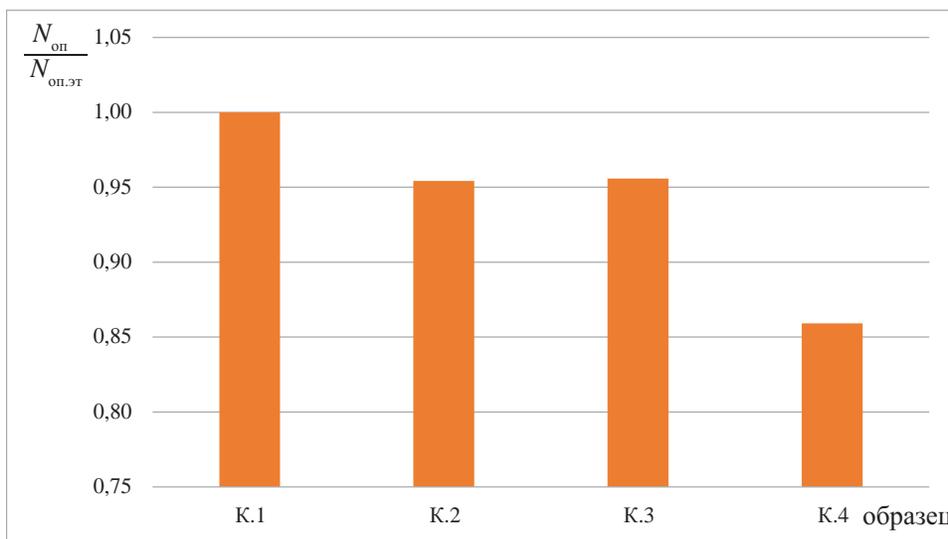


Рис. 4. Соотношение опытных значений разрушающих нагрузок образцов к разрушающей нагрузке эталонного образца группы 1 (К.1–К.4)

Fig. 4. Ratio of experimental failure loads of samples to the failure load of the reference sample of group 1 (K.1–K.4)

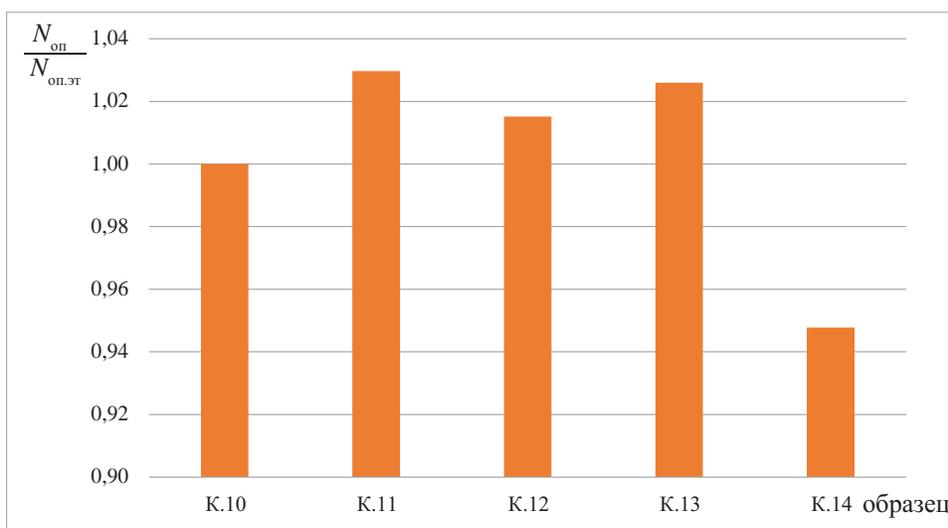


Рис. 5. Соотношение опытных значений разрушающих нагрузок образцов к разрушающей нагрузке эталонного образца группы 2 (К.10–К.14)

Fig. 5. Ratio of experimental failure loads of samples to the failure load of the reference sample of group 2 (K.10–K.14)

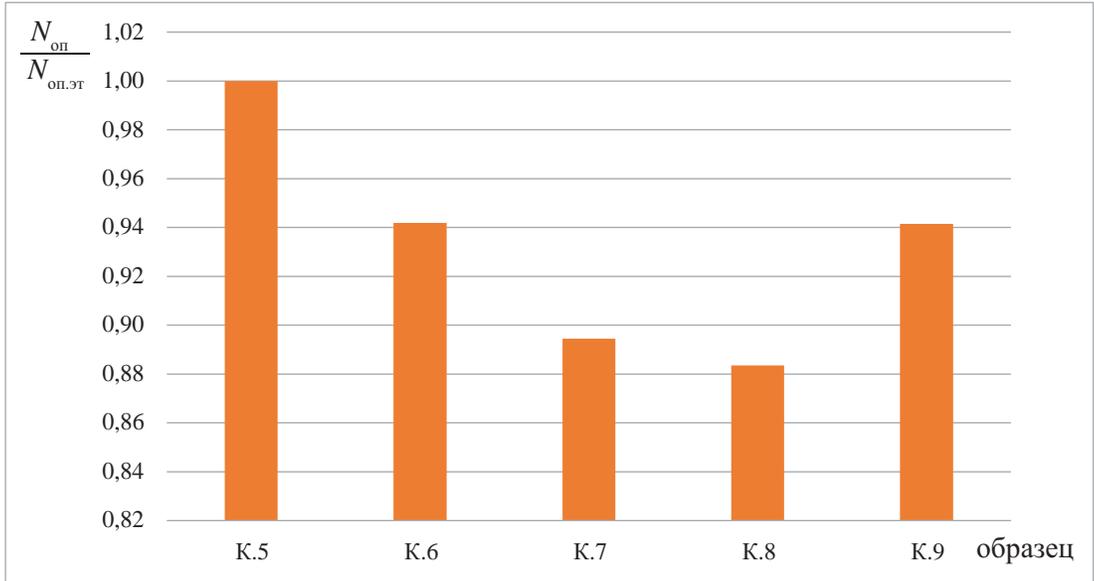


Рис. 6. Соотношение опытных значений разрушающих нагрузок образцов к разрушающей нагрузке эталонного образца группы 3 (К.5–К.9)

Fig. 6. Ratio of experimental failure loads of samples to the failure load of the reference sample of group 3 (K.5–K.9)

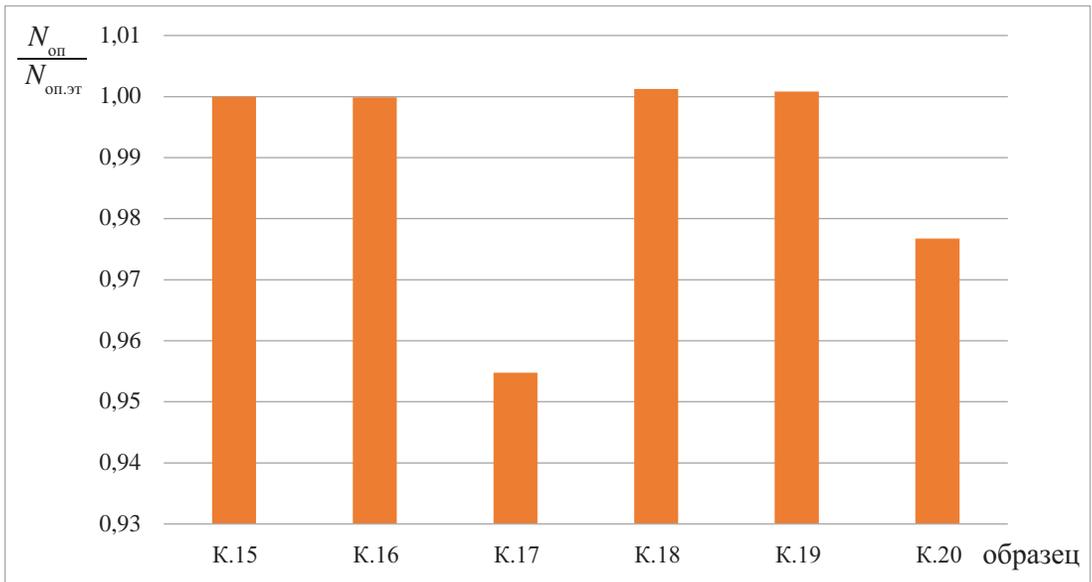


Рис. 7. Соотношение опытных значений разрушающих нагрузок образцов к разрушающей нагрузке эталонного образца группы 4 (К.15–К.20)

Fig. 7. Ratio of experimental failure loads of samples to the failure load of the reference sample of group 4 (K.15–K.20)

Выводы

На основании проведенного анализа нормативно-технической документации установлено, что ввиду недостаточной изученности вопроса в действующей нормативной базе требования по назначению длины нахлестки сжатой арматуры в одном расчетном сечении не имеют достаточного обоснования и приняты с некоторой осторожностью, что приводит к повышенному расходу арматуры.

В связи с этим были проведены дополнительные экспериментальные исследования прочности сжатых железобетонных конструкций с нахлесточными соединениями, расположенными в одном сечении. По результатам экспериментальных исследований установлен характер разрушения, определены разрушающие нагрузки, установлена схема трещинообразования, определены деформации укорочения образцов, а также получены данные по тензометрии для дальнейшей обработки и анализа. Разрушение для всех опытных образцов происходило за пределами нахлесточного соединения.

Анализ опытных данных показал, что в зависимости от конструктивного решения образца значения разрушающих нагрузок для исследованных образцов с нахлесточными стыками арматуры могут быть как ниже в среднем на 4 %, чем для образцов без стыков, так и выше них на 2–3 %. При этом образцы с длиной нахлестки арматуры, отвечающей минимально допустимому значению по конструктивным требованиям, равному $20d$, в большинстве случаев показали прочность, идентичную образцам без нахлесточного соединения сжатой арматуры.

Список литературы

1. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения (с Изменением № 1) [интернет]. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/554403082>
2. EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings [internet]. Available at: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1992.1.1.2004.pdf>.
3. CEB-FIB Model Code 1990: Design Code; 1993. <https://doi.org/10.1680/ceb-fipmc1990.35430>
4. ACI 318-19. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (Reapproved 2022). American Concrete Institute; 2019. <https://doi.org/10.14359/51716937>
5. DIN 1045-1:2008-08. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Planung, Bemessung und Konstruktion. <https://doi.org/10.31030/3446676>
6. FIB Model Code for Concrete Structure 2010; 2013. <https://doi.org/10.1002/9783433604090>
7. Cairns J., Balázs G.L., Cairns J., Eligehausen R., Lettow S., Metelli G., et al. *fib Bulletin 72*. Bond and anchorage of embedded reinforcement: Background to the fib Model Code for Concrete Structures 2010; 2014 May. <http://doi.org/10.35789/fib.bull.0072>
8. Cairns J.W. The Strength of lapped joints in reinforced concrete columns [PhD thesis]. The University of Glasgow; 1976.
9. Cairns J. Bond Strength of Compression Splices: A Reevaluation of Test Data. *ACI Journal Proceedings*. 1985;82(4):510–516. <https://doi.org/10.14359/10363>
10. Pfister J.F., Mattock A.H. High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 5: Lapped Splices in Concentrically Loaded Columns. *Journal. PCA Research and Development Laboratories*. 1963;5(2):27–40.
11. Зенин С.А., Сычев К.Д. К назначению длины нахлесточных соединений сжатой арматуры в одном расчетном сечении железобетонных элементов. *Бетон и железобетон*. 2024;623(4):18–28. [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2024-4\(623\)-18-28](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2024-4(623)-18-28)

References

1. SP 63.13330.2018. Concrete and reinforced concrete structures. General provisions (with Change No. 1) [internet]. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/554403082>. (In Russian).
2. EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings [internet]. Available at: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1992.1.1.2004.pdf>.
3. CEB-FIB Model Code 1990: Design Code; 1993. <https://doi.org/10.1680/ceb-fipmc1990.35430>
4. ACI 318-19. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (Reapproved 2022). American Concrete Institute; 2019. <https://doi.org/10.14359/51716937>
5. DIN 1045-1:2008-08. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Planung, Bemessung und Konstruktion. <https://doi.org/10.31030/3446676>
6. FIB Model Code for Concrete Structure 2010; 2013. <https://doi.org/10.1002/9783433604090>
7. Cairns J., Balázs G.L., Cairns J., Elgehausen R., Lettow S., Metelli G., et al. fib Bulletin 72. Bond and anchorage of embedded reinforcement: Background to the fib Model Code for Concrete Structures 2010; 2014 May. <http://doi.org/10.35789/fib.bull.0072>
8. Cairns J.W. The Strength of lapped joints in reinforced concrete columns [PhD thesis]. The University of Glasgow; 1976.
9. Cairns J. Bond Strength of Compression Splices: A Reevaluation of Test Data. ACI Journal Proceedings. 1985;82(4):510–516. <https://doi.org/10.14359/10363>
10. Pfister J.F., Mattock A.H. High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 5: Lapped Splices in Concentrically Loaded Columns. Journal. PCA Research and Development Laboratories. 1963;5(2):27–40.
11. Zenin S.A., Sychev K.D. To assign the length of overlapping joints of compressed reinforcement in one design section of reinforced concrete elements. Beton i Zhelezobeton = Concrete and Reinforced Concrete. 2024;623(4):18–28. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2024-4\(623\)-18-28](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2024-4(623)-18-28)

Информация об авторах / Information about the authors

Сергей Алексеевич Зенин , канд. техн. наук, заведующий лабораторией теории железобетона и конструктивных систем, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: lab01@mail.ru

Sergei A. Zenin , Cand. Sci. (Engineering), Head of the Laboratory of Reinforced Concrete Structures and Structural Systems, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: lab01@mail.ru

Константин Львович Кудяков, канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник лаборатории коррозии и долговечности бетонных и ж/б конструкций, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство»; доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, НИУ МГСУ, Москва

Konstantin L. Kudyakov, Cand. Sci. (Engineering), Senior Researcher, Laboratory of Corrosion and Durability, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction; Associate Professor, Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow

Константин Денисович Сычев, аспирант, АО «НИЦ «Строительство»; главный специалист-конструктор, ООО «Проектное бюро АПЕКС», Москва

Konstantin D. Sychev, Graduate Student, JSC Research Center of Construction; Chief Design Specialist, LLC APEX Design Bureau, Moscow

 Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

ИССЛЕДОВАНИЕ УЗЛОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С КЛЕЕВИНТОВЫМИ СОЕДИНЕНИЯМИ ДЛЯ ДИАФРАГМ И ДИСКОВ ЖЕСТКОСТИ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

П.Н. СМИРНОВ✉, канд. техн. наук
А.Р. САЛИМУЛЛИН

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

Аннотация

Введение. Для многоэтажных зданий с деревянным каркасом жесткость сборных дисков и диафрагм является ключевым параметром при проектировании. При действии горизонтальных ветровых и сейсмических нагрузок жесткость деревянных конструкций и их соединений влияет на распределение усилий между конструктивными элементами и этажами здания. Жесткость и пластичность стыков дисков и диафрагм определяют динамические характеристики каркаса здания, такие как конструкционный логарифмический декремент и коэффициент демпфирования. Жесткость вертикальных и горизонтальных стыков влияет на частоты собственных колебаний многоэтажных зданий, а пластичность – на эффективность рассеивания энергии при сейсмических воздействиях.

Цель. Исследование несущей способности, жесткости и пластичности узлов с клеевинтовыми соединениями для горизонтальных и вертикальных стыков дисков и диафрагм жесткости многоэтажных деревянных зданий.

Материалы и методы. По методикам ГОСТ 33082-2014 проведен комплекс экспериментальных исследований прочностных и деформационных характеристик соединений на клеевинтовых стержнях и узлов на их основе для межплитных и межпанельных стыков дисков и диафрагм жесткости из клееных деревянных конструкций.

Результаты. Определена несущая способность, коэффициенты жесткости, пластичности клеевинтовых соединений с различной глубиной вкручивания винтовых стержней и узловых соединений для стыков деревянных дисков и диафрагм жесткости при различных типах нагружения (сдвиг, растяжение и сжатие).

Выводы. По результатам анализа проведенных исследований установлено, что разработанные узлы деревянных конструкций с клеевинтовыми соединениями отвечают требованиям высокой жесткости и могут использоваться для стыков дисков перекрытий и стеновых диафрагм многоэтажных деревянных зданий. Полученные значения коэффициентов пластичности для испытанных узловых соединений свидетельствуют об их способности эффективно рассеивать энергию при сейсмических воздействиях на здание.

Ключевые слова: многоэтажные деревянные здания, диафрагмы жесткости, диски жесткости, горизонтальные стыки, вертикальные стыки, узловое соединения деревянных конструкций, клеевинтовые соединения, несущая способность, жесткость, пластичность

Для цитирования: Смирнов П.Н., Салимуллин А.Р. Исследование узлов деревянных конструкций с клеевинтовыми соединениями для диафрагм и дисков жесткости многоэтажных зданий. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2024;43(4):40–49. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-40-49](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-40-49)

Вклад авторов

Смирнов П.Н. – общее руководство работой, разработка идеи, проведение исследований, написание статьи.

Салимуллин А.Р. – проведение исследований.

Финансирование

Финансирование НИОКР осуществлялось в рамках реализации программы прикладных научных исследований на 2024 год, утвержденной Минстроем России.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 29.10.2024

Поступила после рецензирования 19.11.2024

Принята к публикации 21.11.2024

STUDY OF JOINTS IN WOODEN STRUCTURES WITH GLUE AND SCREW CONNECTIONS FOR STIFFENING DIAPHRAGMS AND DISKS IN MULTI-STORY BUILDINGS

P.N. SMIRNOV✉, Cand. Sci. (Engineering)

A.R. SALIMULLIN

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

Abstract

Introduction. The stiffness of prefabricated disks and diaphragms is considered a key parameter in designing multi-story buildings with wooden frames. Under the action of horizontal wind and seismic loads, the stiffness of wooden structures and their connections affects the distribution of forces among the structural elements and floors of the building. The stiffness and ductility of the joints in disks and diaphragms determine the dynamic characteristics of the building frame, such as the structural logarithmic decrement and damping ratio. The stiffness of vertical and horizontal joints influences the natural frequencies of multi-story buildings, while ductility affects the efficiency of energy dissipation during seismic events.

Aim. To investigate the load-bearing capacity, stiffness, and ductility of joints with glue and screw connections for horizontal and vertical joints in stiffening diaphragms and disks in multi-story wooden buildings.

Materials and methods. Following the methodologies outlined in State Standard 33082-2014, a comprehensive experimental study was conducted to assess the strength and deformation characteristics of connections using glued and screwed rods and joints based on them for inter-slab and inter-panel joints in stiffening diaphragms and disks made from laminated wood structures.

Results. The load-bearing capacity, stiffness coefficients, and ductility of glue and screw connections with varying depths of screw rod insertion and joint connections for wooden disks and diaphragms were determined under various loading types (shear, tension, and compression).

Conclusions. The analysis showed that the developed joints for wooden structures with glue and screw connections meet the requirements for high stiffness and can be utilized for joints in floor disks and wall diaphragms of multi-story wooden buildings. The obtained values of ductility coefficients for the tested joint connections indicate their capability to effectively dissipate energy during seismic impacts on the structure.

Keywords: multi-story wooden buildings, stiffening diaphragms, stiffening disks, horizontal joints, vertical joints, joint connections in wooden structures, glue and screw connections, load-bearing capacity, stiffness, ductility

For citation: Smirnov P.N., Salimullin A.R. Study of joints in wooden structures with glue and screw connections for stiffening diaphragms and disks in multi-story buildings. *Vestnik NIC Stroitel' stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2024;43(4):40–49. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-40-49](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-40-49)

Authors contribution statement

Smirnov P.N. – general guidance, concept statement, conducting research, writing the article.
Salimullin A.R. – conducting research.

Funding

Funding of Research and Development was carried out as part of the applied scientific research program for 2024, approved by the Ministry of Construction of Russia.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 29.10.2024

Revised 19.11.2024

Accepted 21.11.2024

В современной мировой практике строительства многоэтажных деревянных зданий широко применяется каркасная конструктивная система. Для обеспечения устойчивости каркаса многоэтажных зданий при поперечных нагрузках (ветровых или сейсмических) используются сборные диафрагмы и диски жесткости из клееных деревянных конструкций.

Зарубежные исследования стеновых диафрагм и дисков перекрытий проводились в основном с традиционными соединениями на винтах, гвоздях, нагелях совместно со стальными соединительными деталями, например уголками или накладками [1–10]. Анализ жесткости традиционных соединений показал, что их жесткость недостаточна для того, чтобы сборная конструкция работала аналогично конструкции без стыков [4].

Для проектирования сборных диафрагм в Италии в лаборатории CNR-IVALSA и Университете Тренто проводились комплексные исследования традиционных соединений [11, 12] и инновационной системы соединений X-RAD для стыков диафрагм из ДПК/CLT (древесина перекрестно-клееная) и крепления их к фундаменту. Основой системы X-RAD являются точечные узловые соединения в углах панелей ДПК/CLT, которые выполняются с помощью винтов-саморезов и стальных соединительных деталей и при этом работают на сжатие, растяжение и сдвиг. Преимуществом данного типа соединений является предсказуемость распределения усилий в сборных конструкциях, а также сокращение сроков их монтажа. Результаты комплексных исследований подтвердили вывод, сделанный в работе [4], о недостаточной жесткости традиционных соединений для стыков сборных диафрагм многоэтажных зданий. Кроме того, установлено, что инновационная система соединений X-RAD с креплением элементов диафрагм в углах имеет целый ряд преимуществ перед традиционными соединениями, но их прочность и жесткость позволяют строить многоэтажные здания только до 9 этажей, а в сейсмически опасных районах – не более 6 этажей.

В ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко разработан новый тип клеевинтовых соединений деревянных конструкций, особенностью которых является ввинчивание стержня с метрической резьбой в просверленное отверстие, древесина в котором предварительно пропитывается клеем. Применение клеевинтовых соединений для стыков диафрагм из ДПК/CLT позволит повысить их несущую способность и жесткость, а также снять зависимость от поставок импортных соединительных деталей. Наличие резьбы упростит собираемость конструкций на строительной площадке, что будет способствовать увеличению темпов строительства деревянных зданий.

В 2023 году проводилась научно-исследовательская работа, направленная на разработку и исследование узловых соединений сборных клееных деревянных конструкций для многоэтажных зданий с новым типом соединений на клеевинтовых стержнях. Для разработки узловых соединений определялись прочностные и деформационные характеристики клеевинтовых соединений под углом 45° к волокнам древесины в зависимости от длины ввинчивания стержней. Для этого были изготовлены четыре серии по пять образцов из клееной древесины ($\rho_{\text{сред.}} = 420 \text{ кг/м}^3$, $W_{\text{древ.}} = 10,5\%$) с длиной ввинчивания стержней 100, 300, 450 и 600 мм. Для стержней использовались полнорезьбовые шпильки М20 класса прочности 10.9.

Испытания клеевинтовых стержней на выдергивание выполнялись по ГОСТ 33082-2014 [13] в универсальной испытательной машине мощностью 300 кН. Результаты испытаний приведены в табл. 1 и на рис. 1.

Таблица 1

Прочностные и деформационные характеристики клеевинтовых стержней М20 при выдергивании под углом 45°

Table 1

Strength and deformation characteristics of M20 glued and screwed rods when pulled out at an angle of 45°

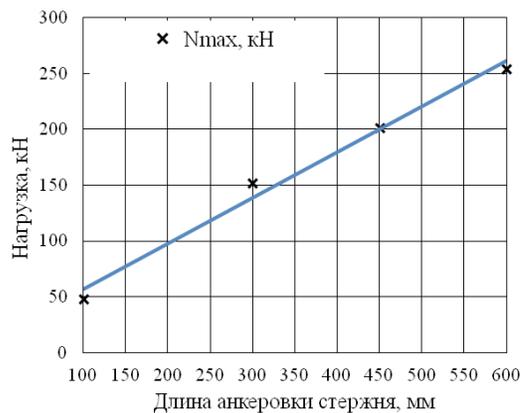
Глубина анкеровки, мм	N_e , кН	N_{max} , кН	τ_{max} , Н/мм ²	$T_{\text{расч}}$, кН	$K_{\text{сред}}$, кН/мм	$\mu_{\text{сред}}$
100	32,8	43,5	6,9	16,0	103,5	2,3
300	107,9	151,7	8,0	94,1	124,7	2,1
450	125,3	201,8	7,1	128,1	124,9	2,8
600	171,4	254,3	6,7	205,4	123,9	2,9

Примечание: N_e – граница упругой работы; N_{max} – разрушающая нагрузка; $T_{\text{расч}}$ – расчетная несущая способность; K – коэффициент жесткости; μ – коэффициент пластичности.

Note: N_e – elastic limit; N_{max} – ultimate load; T_{des} – design load-bearing capacity; K – stiffness coefficient; μ – plasticity coefficient.



а (a)



б (b)

Рис. 1. Результаты испытаний на выдергивание клеевинтовых стержней под углом 45° к волокнам древесины: а – испытание образца; б – график несущей способности соединений от длины анкеровки

Fig. 1. Results of pull-out tests for glued and screwed rods at an angle of 45° to the wood fibers: а – testing of the sample; б – graph of the load-bearing capacity of the connections as a function of the anchorage length

Из графика на рис. 1б видно, что несущая способность клеевинтовых соединений находится в линейной зависимости от длины ввинчивания стержня в пределах 100–600 мм, что свидетельствует о равномерности распределения касательных напряжений ($\tau_{\max} \approx 7$ МПа) по длине стержней.

Увеличение длины клеевинтовых стержней не оказывало влияния на жесткость соединений, коэффициент жесткости составил $K = 124$ кН/мм, за исключением длины ввинчивания 100 мм, при которой величина коэффициента жесткости оказалась меньше на 16,9% ($K = 103,5$ кН/мм). Это объясняется относительно малой выборкой образцов в серии (5 шт.) и большой изменчивостью величины коэффициента жесткости 90–117,6 кН/мм (в других сериях этого не наблюдалось), а также из-за влияния плотности древесины отдельных досок в клееном пакете, усреднение которой при длине ввинчивания стержней 100 мм было минимальным. Полученные результаты свидетельствуют о высокой жесткости клеевинтовых соединений, которая значительно выше жесткости традиционных соединений нагельного типа – 124 и 6–8 кН/мм (в работах [11, 12]) соответственно.

Пластичность соединений с длиной ввинчивания стержней 450–600 мм на 30% выше, чем при длине 100–300 мм, коэффициенты пластичности составили 2,85 и 2,2 соответственно, что свидетельствует о низком классе пластичности клеевинтовых соединений ($2 < \mu \leq 4$).

На основании результатов испытаний клеевинтовых соединений были разработаны и испытаны узлы для горизонтальных и вертикальных стыков сборных дисков и диафрагм жесткости – тип 1, крепление к ядру жесткости и фундаменту – тип 2. Узлы проектировались таким образом, чтобы разрушение происходило по стальным соединительным деталям, а не по клеевинтовым соединениям.

Образцы узлов конструкций 1-го типа выполнялись из клееных деревянных элементов КДК (клееные деревянные конструкции) размерами $140 \times 400 \times 985$ мм ($\rho_{\text{сред}} = 420$ кг/м³, $W_{\text{древ}} = 10,5\%$). Для клеевинтовых соединений использовались шпильки М20 класса прочности 10.9 в количестве 4 штук, которые устанавливались под углом 45° к направлению волокон древесины с длиной ввинчивания 300 мм. Соединительная деталь выполнялась из стальной трубы $150 \times 150 \times 8$ мм класса прочности С245, стержни соединялись с трубой с помощью муфт и болтов.

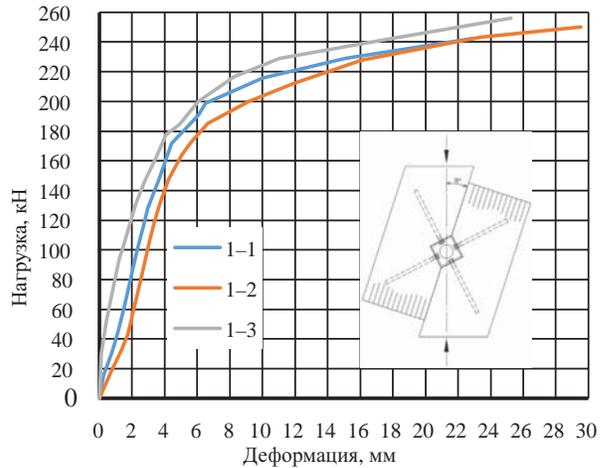
Испытывалось три серии образцов, в которых варьировалась жесткость соединительной детали. В серии № 1-1 жесткость детали обеспечивалась двумя симметричными диафрагмами из листовой стали толщиной 6 мм. Диафрагмы по центру имели отверстия Ø 102 мм для установки болтов. Соединительные детали в серии № 1-2 отличались тем, что отверстия в диафрагме выполнялись диаметром Ø 82 мм. В серии № 1-3 жесткость детали обеспечивалась двумя несимметричными диафрагмами толщиной 10 мм (рис. 2а). Одна диафрагма выполнялась в виде глухой стенки, другая – с отверстием Ø 82 мм. Узловые соединения серий № 1-1 и 1-2 предназначались для стыков сборных конструкций дисков и диафрагм жесткости, а серии № 1-3 – для стыковки конструкций дисков жесткости в местах их крепления к ригелю.

Для испытаний узлов крепления диафрагм и дисков жесткости к ядру жесткости и фундаменту были изготовлены три серии образцов, в которых варьировалось направление действующего усилия на узловое соединение (сжатие, растяжение и сдвиг, рис. 3а–в).

Испытания образцов на сдвиг и сжатие выполнялись по ГОСТ 33082-2014 [13] монотонной нагрузкой в испытательном стенде с гидравлическим домкратом мощностью 500 кН, на растяжение – в универсальной испытательной машине мощностью 300 кН, при этом



а (a)



б (b)

Рис. 2. Испытания узлов для стыков диафрагм и дисков жесткости: а – испытание образца; б – диаграмма сдвига
 Fig. 2. Tests of joints in stiffening diaphragms and disks: a – sample test; b – shear diagram

осуществлялась непрерывная запись величины нагрузки и деформаций с использованием тензометрического комплекса TDS-540.

Результаты испытаний приведены в табл. 2, на рис. 2б и рис. 3г.

Из табл. 2 видно, что для узла 1-го типа уменьшение диаметра отверстия на 20 мм в диафрагме соединительной детали в серии № 1-2 привело к увеличению несущей способности узла на 45 % по сравнению с серией № 1-1 (249 и 172 кН соответственно), при этом жесткость соединения увеличилась более чем в 2 раза – с 18,3 до 44,8 кН/мм. Изменение толщины диафрагм с 6 до 10 мм и конструкции детали (одна диафрагма глухая) в серии № 1-3 незначительно (около 10 %) сказалось на увеличении несущей способности узла, при этом коэффициент жесткости практически не изменился. Это объясняется тем, что пластические деформации в узле происходили не только от депланации трубы, но и от местной деформации изгиба стенки трубы под болтами между диафрагмами.

Образцы узлов 2-го типа серии 2 (рис. 3а) испытывались на растяжение в два этапа из-за недостаточной мощности испытательной машины. На первом этапе соединение испытывалось до нагрузки 286 кН и вычислялась жесткость соединений с четырьмя стержнями, которая составила 148 кН/мм. На втором этапе определялась разрушающая нагрузка, для этого на двух стержнях, расположенных в соединении по диагонали, выкручивались болты из соединительных муфт, таким образом стержни выключались из работы, после чего испытание повторялось до разрушения образца. Средняя величина N_{\max} для соединений с двумя стержнями составила 176 кН, что для соединения с четырьмя стержнями $2N_{\max} = 352$ кН. Разрушение образцов происходило от депланации соединительной детали с последующим выдергиванием клеевинтовых стержней. Разрушающая нагрузка из расчета на один стержень составила:

$$N_{\max, \text{КВС}} = N_{\max} \times \cos 45^\circ = 176 \times \cos 45^\circ = 124,4 \text{ кН.} \quad (1)$$



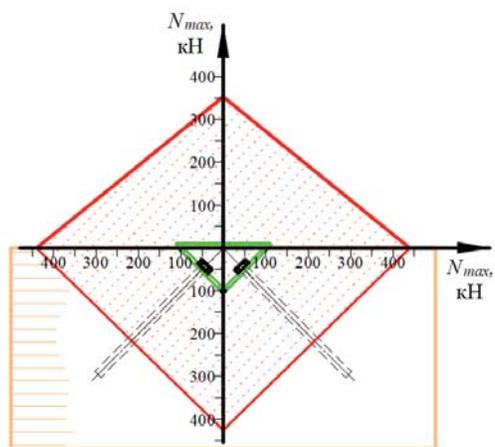
а (a)



б (b)



в (c)



г (d)

Рис. 3. Испытания узлов крепления диафрагм и дисков жесткости к основанию и ядру жесткости:
a – на растяжение; *b* – на сжатие; *в* – на сдвиг; *г* – эпюра прочности соединения
Fig. 3. Testing of connections of stiffening diaphragm and disks to the base and stiffening core: *a* – tension test; *b* – compression test; *c* – shear test; *d* – diagram of connection strength

Таблица 2

Результаты испытаний узлов диафрагм и дисков жесткости

Table 2

Results of tests on stiffening diaphragm and disk joints

Тип узла		Нагрузка	№ серии	N_e , кН	N_{max} , кН	$T_{расч}$, кН	$K_{сред}$, кН/м	$\mu_{сред}$	
1	Для вертикальных и горизонтальных стыков	Сдвиг	1	1-1	111,0	172,1	100,9	18,3	> 3,6*
				1-2	171,2	248,9	155,7	44,8	5,5
				1-3	187,4	276,6	170,4	41,2	4,0
2	Крепление к ядру жесткости или фундаменту	Растяжение	2	180,5	> 285,8**	164,1	147,6	–	
		Сжатие	3	170,3	425,2	195,8	112,0	5,0	
		Сдвиг	4	341,2	439,3	310,1	47,0	1,9	

Примечание: N_e – граница упругой работы; N_{max} – разрушающая нагрузка; $T_{расч}$ – расчетная несущая способность; K – коэффициент жесткости; μ – коэффициент пластичности; * – образец не доводился до разрушения; ** – величина N_{max} ограничена мощностью испытательной машины (300 кН).

Note: N_e – elastic limit; N_{max} – ultimate load; T_{des} – design load-bearing capacity; K – stiffness coefficient; μ – plasticity coefficient; * – sample was not brought to failure; ** – value of N_{max} is limited by the capacity of the testing machine (300 kN).

Полученная величина N_{max} оказалась ниже установленной на образцах клеевинтовых соединений с длинной ввинчивания стержней 300 мм, которая составила 151,7 кН (табл. 1). Это объясняется тем, что еще на первом этапе испытаний соединений с четырьмя стержнями при уровне нагружения около 200 кН в основании детали появлялась трещина между V-образными стержнями от растягивающих напряжений поперек волокон древесины, которая ослабляла соединение (рис. 4а).

Для узла 2-го типа несущая способность на сжатие (серии № 3, рис. 3б) зафиксирована выше на 20%, чем на растяжение (серия № 2), 425 и 352 кН соответственно, при этом жесткость оказалась ниже на 31%, чем при растяжении, 112 и 147 кН/мм соответственно. Это связано с тем, что сжатие воспринималось не клеевинтовыми стержнями, а древесиной на смятие под углом к волокнам в основании соединительной детали.

В серии № 4 (рис. 3в) была зафиксирована самая высокая прочность, которая для узлов, работающих на сдвиг, составила 439 кН, что приблизительно соответствовало прочности пары клеевинтовых стержней, работающих на выдергивание (табл. 2):

$$N_{max,КВС} = N_{max} \times \cos 45^\circ = 439/2 \times \cos 45^\circ = 155,2 \text{ кН.} \quad (2)$$

Установленный коэффициент жесткости $K_{сред} = 47$ кН/мм для узлов в серии № 4 был близким к жесткости узлов в серии № 1 (рис. 2).

В сравнении с клеевинтовыми соединениями пластичность узлов конструкций повысилась за счет пластической работы металлических соединительных деталей, величина коэффициента пластичности μ для серий образцов № 1-3 составила от 4 до 5, что свидетельствует о повышении класса пластичности узлов с клеевинтовыми соединениями до умеренной

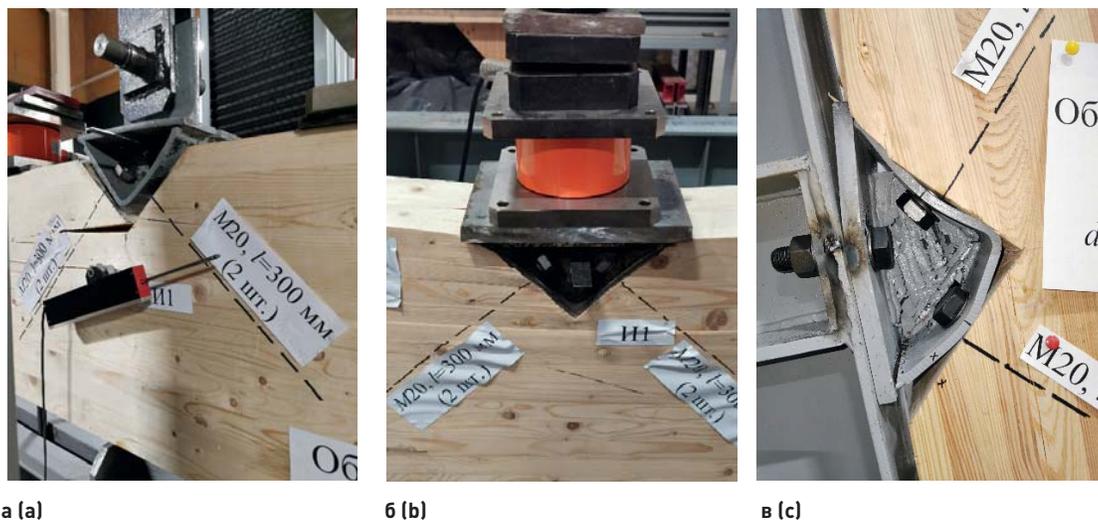


Рис. 4. Характер разрушения узловых соединений 2-го типа: а – на растяжение; б – на сжатие; в – на сдвиг
Fig. 4. Failure characteristics of type 2 joint connections: a – tension test; b – compression test; c – shear test

пластичности ($4 < \mu \leq 6$). Исключением была пластичность узла 2-го типа на сдвиг, где была зафиксирована низкая пластичность $\mu \approx 2$.

По результатам испытаний узловых соединений 1-го типа на сдвиг установлено, что разрушение происходило от деформации трубы с последующим разрушением стальных диафрагм от растяжения. В соединениях 2-го типа при испытаниях на растяжение разрушение происходило от растяжения поперек волокон древесины между стержнями и деформации соединительной детали с последующим выдергиванием стержней (рис. 3а). При сжатии соединений было зафиксировано разрушение от местного смятия древесины под углом 45° к волокнам под деталью и от сжатия образца поперек волокон (рис. 3б). При работе на сдвиг разрушение происходило по сварным швам после значительных деформаций соединительной детали, при этом наблюдалось вдавливание детали в древесину в сжатой зоне (рис. 4).

Выводы

Разработанные и исследованные узлы с клеевинтовыми соединениями отвечают высоким требованиям к жесткости для горизонтальных и вертикальных стыков сборных дисков и диафрагм каркасов многоэтажных деревянных зданий, а установленная умеренная пластичность может использоваться для эффективного противодействия сейсмическим нагрузкам.

Внедрение нового типа соединений на клеевинтовых стержнях для межплитных и межпанельных стыков позволит использовать преимущества сборных конструкций высокой степени заводской готовности.

Список литературы / References

1. Ceccotti A., Sandhaas C., Okabe M., Yasumura M., Minowa C., Kawai N. SOFIE project – 3D shaking table test on a seven-storey full-scale cross-laminated timber building. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2013;42(13):2003–2021. <https://doi.org/10.1002/eqe.2309>
2. Jung-Kwon Oh., Jung-Pyo Hong. Shear behavior of cross-laminated timber wall consisting of small panel. *Journal of Wood Science*. 2016;63(1):45–55. <https://doi.org/10.1007/s10086-016-1591-2>
3. Ashtari S., Haukaas T., Lam F. In-plane stiffness of cross laminated timber floors. In: *Proceedings of World conference on timber engineering 2014*, Quebec, Canada, Aug. 10–14.
4. Vessby J., Enquist B., Petersson H., Alsmarker T. (2009) Experimental study of cross-laminated timber wall panels. *European Journal of Wood and Wood Products*. 2009;67(2):211–218. <https://doi.org/10.1007/s00107-009-0313-5>
5. Okabe M., Yasumura M., Kobayashi K., Fujita K. Prediction of bending stiffness and moment carrying capacity of sugi crosslaminated timber. *Journal of Wood Science*. 2014;60(1):49–58. <https://doi.org/10.1007/s10086-013-1377-8>
6. Oh J.-K., Lee J.-J., Hong J.-P. Prediction of compressive strength of cross laminated timber panel. *Journal of Wood Science*. 2015;61(1):28–34. <https://doi.org/10.1007/s10086-014-1435-x>
7. Filiatrault A., Folz B. Performance-based seismic design of wood framed buildings. *Journal of Structural Engineering*. 2002;128(1):39–47. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2002\)128:1\(39\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2002)128:1(39))
8. *FPIInnovations and Binational Softwood Lumber Council*. Chapter 4 Lateral design of cross-laminated timber building. CLT handbook US edition; 2013.
9. Gavric I., Fragiaco M., Ceccotti A. Cyclic behavior of CLT wall systems: experimental tests and analytical prediction models. *Journal of Structural Engineering*. 2015;141(11):04015034
10. Yasumura M. Determination of failure mechanism of CLT shear walls subjected to seismic action. In: *Proceedings of International Council for Research and Innovation in Building and Construction, Working Commission W18—Timber structures*, CIB-W18/45-15-3. Växjö, Sweden; 2012, pp. 1–9.
11. Tomasi R., Smith I. Experimental characterization of monotonic and cyclic loading responses of CLT panel-to-foundation and angle bracket connections. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2015;27(6):04014189. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0001144](https://doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001144)
12. Polastri A., Angeli A. An innovative connection system for CL T structures: experimental – numerical analysis. In: *13th World Conference on Timber Engineering 2014*, Quebec City, Canada; 2014.
13. ГОСТ 33082-2014. Конструкции деревянные. Методы определения несущей способности узловых соединений. Москва: Стандартинформ; 2015.
13. State Standard 33082-2014. Timber structures. Methods of determining the bearing capacity of the joints. Moscow: Standartinform Publ.; 2015. [In Russian].

Информация об авторах / Information about the authors

Павел Николаевич Смирнов[✉], канд. техн. наук, заведующий лабораторией несущих деревянных конструкций, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: spair23@list.ru

Pavel N. Smirnov[✉], Cand. Sci. (Engineering), Head of the Laboratory of Load-Bearing Wooden Structures, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: spair23@list.ru

Айдар Рустемович Салимуллин, младший научный сотрудник лаборатории несущих деревянных конструкций, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Aidar R. Salimullin, Junior Researcher, Laboratory of Laboratory of Load-Bearing Wooden Structures, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

НЕГАТИВНЫЕ СИЛЫ ПО БОКОВОЙ ПОВЕРХНОСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ОТТАИВАНИИ ПЕСЧАНОГО ГРУНТА

А.Г. АЛЕКСЕЕВ^{1,2}, д-р техн. наук
П.М. САЗОНОВ¹
И.А. ДЫМЧЕНКО^{1,✉}
А.А. АЛЕКСЕЕВА¹

¹ 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

² Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Ярославское шоссе, д. 26, г. Москва, 129337, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Действующие отечественные нормы по проектированию фундаментов на многолетнемерзлых грунтах (СП 25.13330.2020) недостаточно полно рассматривают вопрос учета негативных сил при оттаивании деятельного слоя при проектировании свайных фундаментов в многолетнемерзлых грунтах. Из-за этого перед проектировщиками встает выбор: учитывать негативные силы, что приводит к повышению надежности проектного решения по фундаментам и увеличению его стоимости, или не учитывать, вследствие чего уменьшается стоимость фундаментов, но снижается его надежность. В статье представлены результаты исследований возникновения негативной силы, действующей по боковой поверхности металлических свай при сезонном оттаивании многолетнемерзлых грунтов, представленных песками средней степени водонасыщения и водонасыщенными.

Цель. Получение достаточного количества экспериментальных данных для разработки рекомендаций по учету негативных сил трения, возникающих на боковой поверхности свайного фундамента при сезонном оттаивании песчаного грунта.

Материалы и методы. Методология заключалась в проведении лотковых испытаний в холодильной камере с использованием моделей свай, погруженных в песок и подвешенных на крановые весы. Для опытов использовались металлические трубы разной длины, погруженные в песчаный грунт среднего и полного водонасыщения. Помимо этого, проведены численные теплотехнические расчеты скорости оттаивания грунта и аналитические расчеты негативной силы трения по СП 24.13330.2022 с использованием табличных значений.

Результаты. Сформулированы предложения по учету негативных сил трения при проектировании свайных фундаментов в оттаивающем песчаном грунте.

Выводы. На основе анализа опытных данных сделан вывод об отсутствии негативных сил по боковой поверхности свай при сезонном оттаивании песчаного грунта.

Ключевые слова: многолетнемерзлые грунты, негативные силы трения, несущая способность свай, теплотехнический расчет, слой сезонного оттаивания

Для цитирования: Алексеев А.Г., Сазонов П.М., Дымченко И.А., Алексеева А.А. Негативные силы по боковой поверхности металлических свайных фундаментов при оттаивании песчаного грунта. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2024;43(4):50–65. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-50-65](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-50-65)

Вклад авторов

Все авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

Финансирование

Исследование выполнено в рамках договора с ФАУ «ФЦС».

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 21.11.2024

Поступила после рецензирования 10.12.2024

Принята к публикации 12.12.2024

NEGATIVE FORCES ON THE LATERAL SURFACE OF METAL PILE FOUNDATIONS DURING SANDY SOIL THAWING

A.G. ALEKSEEV^{1,2}, Dr. Sci. (Engineering)

P.M. SAZONOV¹

I.A. DYMCHENKO^{1,✉}

A.A. ALEKSEEVA¹

¹Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Ryazanskiy ave., 59, Moscow, 109428, Russian Federation

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

Abstract

Introduction. Current Russian standards for the design of foundations on permafrost soils [SP 25.13330.2020] fail to sufficiently address the issue of accounting for negative forces during the thawing of the active layer when designing pile foundations in permafrost soils. As a result, designers face a choice either to account for negative forces, thereby increasing the reliability of the foundation design and its cost, or to neglect them, which reduces the cost of foundations but decreases their reliability. The present paper describes the results of studies on negative forces acting on the lateral surface of metal piles during seasonal thawing of permafrost soils represented by moderately saturated and fully saturated sands.

Aim. To obtain a sufficient amount of experimental data for developing recommendations on accounting for negative friction forces acting on the lateral surface of pile foundations during the seasonal thawing of sandy soil.

Materials and methods. The methodology involved conducting trough tests in a cooling chamber using pile models immersed in sand and suspended on crane scales. For tests, metal pipes of different lengths were immersed in sandy soils of medium and full water saturation. In addition, the study involved numeric thermotechnical calculations of the soil thawing rate and analytical calculations of the negative friction force based on SP 24.13330.2022 using reference values.

Results. Proposals have been formulated to consider negative friction forces when designing pile foundations in thawing sandy soil.

Conclusions. The analysis of experimental data revealed no negative forces on the lateral surface of piles during seasonal thawing of sandy soil.

Keywords: permafrost soils, negative friction forces, pile bearing capacity, thermotechnical calculation, seasonal thawing layer

For citation: Alekseev A.G., Sazonov P.M., Dymchenko I.A., Alekseeva A.A. Negative forces on the lateral surface of metal pile foundations during sandy soil thawing. *Vestnik NIC Stroitel' stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2024;43(4):50–65. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-50-65](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-50-65)

Authors contribution statement

All authors made equal contributions to the study and the publication.

Funding

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

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 21.11.2024

Revised 10.12.2024

Accepted 12.12.2024

Введение

Особенностью строительства зданий и сооружений на многолетнемерзлых грунтах является применение, как правило, свайных фундаментов. При оттаивании мерзлых грунтов грунт около свай как бы нависает на них, на боковой поверхности сваи возникает дополнительная сила, направленная вертикально вниз [1]. Данный процесс следует учитывать при расчете несущей способности свай. Однако механизм возникновения негативной силы при оттаивании до сих пор полноценно не изучен. Один из основных вопросов заключается в определении условий, при которых негативная сила проявляется: относится это только для случаев, когда свая упирается в скалу, или ежегодное промерзание и оттаивание деятельного слоя также нагружает сваю?

Из-за недостатка исследований по данной теме в настоящий момент каждая проектная организация сама определяет необходимость учета негативных сил от слоя сезонного оттаивания при расчете несущей способности свайного фундамента. С одной стороны, учет негативных сил приводит к увеличению надежности принятых конструктивных решений, с другой стороны, он может привести к нерациональному удорожанию свайного фундамента.

Целью работы является получение достаточного количества теоретических и экспериментальных данных, необходимых для разработки рекомендаций по учету негативных сил, возникающих на боковой поверхности свайного фундамента из металлических труб при сезонном оттаивании песчаного грунта при проектировании фундаментов на многолетнемерзлых грунтах.

Материалы и методы

В рамках исследований проведены лабораторные лотковые испытания моделей металлических свай разной длины в песчаном основании. Лотки с мерзлым грунтом оборудованы гидравлическими домкратами для проведения испытаний статической вдавливающей нагрузкой, датчиками для измерения температуры грунта, весами для фиксации величины негативной силы, индикаторами часового типа для измерения перемещений. Для обеспечения возможности контролируемого изменения температуры грунта испытания проведены в климатической камере.

Испытания состояли из трех этапов: подготовительные работы, лотковые испытания для определения несущей способности свай, лотковые испытания для определения негативных сил. Для испытаний принят линейный масштаб 1:10.

Испытания проведены для двух типов мерзлых грунтов (песчаного средней степени водонасыщения и песчаного водонасыщенного с различными физическими и теплофизическими свойствами) с целью определения степени влияния свойств грунта на возникновение негативных сил.

На первом этапе проведены:

1. Комплекс сопутствующих лабораторных исследований, включающих:
 - проведение испытаний по определению физических свойств грунтов (плотность грунта, влажность грунта) [2];
 - проведение испытаний по определению теплофизических свойств грунтов (теплопроводность грунта в талом и мерзлом состояниях, объемная теплоемкость грунта в талом и мерзлом состояниях, температура фазового перехода грунта) [3].
2. Теплотехнические расчеты в численном программном комплексе с целью определения времени оттаивания грунта в лотке.
3. Теплотехнические расчеты с климатическими условиями г. Якутска с песчаным основанием и с учетом тренда глобального изменения климата.

На втором этапе определялась несущая способность свайного фундамента по боковой поверхности согласно [4]. Для того чтобы исключить работу сваи под острием на дне лотка предусмотрена полая гильза. Испытания проведены в морозильной камере при температуре грунта и воздуха минус 2 °С.

В рамках работы проведено два лотковых испытания по определению несущей способности свайного фундамента. Первое – с металлической свайей Ø 57 мм длиной 0,5 м в песчаном грунте среднего водонасыщения, второе – с металлической свайей Ø 57 мм длиной 0,5 м в песчаном грунте полного водонасыщения. Нагрузка на испытываемые сваи создавалась гидравлическим домкратом. На каждой ступени нагружения снимались отчеты с датчиков часового типа для измерения деформаций. Испытания закончились при достижении срыва сваи.

На третьем этапе определялась величина негативных сил. В лотках с грунтом устраивались модели свай различной длины. После промерзания грунта к верху свай присоединялись весы, которые в свою очередь прикреплялись к неподвижной раме. Боковые стороны лотка и его дно теплоизолировались. Затем холодильная камера отключалась. Предварительно замороженный грунт до температуры минус 2 °С начинал оттаивать сверху вниз. В случае, если при оттаивании верхнего слоя грунта возникают негативные силы на боковую поверхность свай, пригруз нависшего грунта регистрировали бы весы. Теплоизоляция боковых сторон лотка и его дна выполнена с целью моделирования процесса сезонного оттаивания, при котором оттаивание происходит сверху вниз. В рамках работы проведено два лотковых испытания по определению негативных сил. Первое – с металлическими сваями в песчаном грунте средней степени водонасыщения, второе – с металлическими сваями в песчаном водонасыщенном грунте. В каждом испытании использовались четыре металлических сваи с одинаковым диаметром – Ø 57 мм, но разной длиной – 0,3; 0,5; 0,7 и 0,9 м. В процессе испытания измерялись деформации сваи. Под нижними концами свай устраивались полости для исключения работы острия свай.

Результаты лабораторных испытаний

Результаты испытаний по определению физических и теплофизических свойств мерзлых грунтов представлены в табл. 1

В ходе подготовки лотков для проведения лотковых испытаний получилось достичь требуемой степени водонасыщения при одинаковой плотности.

Результаты теплотехнических расчетов

Одной из задач в рамках выполнения работы стало проведение теплотехнического расчета для определения времени и скорости оттаивания грунта. Расчеты выполнены в численном программном комплексе Борей 3D. Выполнено три расчета для различных начальных условий:

- расчет с условиями, аналогичными лотковому испытанию с песком среднего водонасыщения;
- расчет с условиями, аналогичными лотковому испытанию с песком полного водонасыщения;
- расчет с климатическими условиями г. Якутска [5] с песчаным основанием и трендом на глобальное изменение климата на территории России с применением ансамбля глобальных климатических моделей CMIP6 по сценарию SSP5-8.5 [6].

Таблица 1

Физические и теплофизические свойства грунтов

Table 1

Physical and thermophysical properties of soils

Наименование грунта	Влажность полного водонасыщения, W_{sat} , %	Влажность, W , %	Коэффициент водонасыщения, S_r , д. е.	Естественная плотность, ρ , г/см ³	Плотность сухого, ρ_d , г/см ³	Температура начала заморзания, T_{br} , °С	Коэффициент теплопроводности, λ_r , Вт/м×К	Объемная теплоемкость, C_p , МДж/м ³ ×К	Коэффициент теплопроводности, λ_{in} , Вт/м×К	Объемная теплоемкость, C_{in} , МДж/м ³ ×К
Песок кварцевый средней степени водонасыщения	18,68	10,00	0,54	1,75	1,57	-0,04	2,71	1,72	1,90	1,99
Песок кварцевый водонасыщенный		18,40	0,99	1,84	1,56	-0,04	2,30	1,77	1,70	2,10

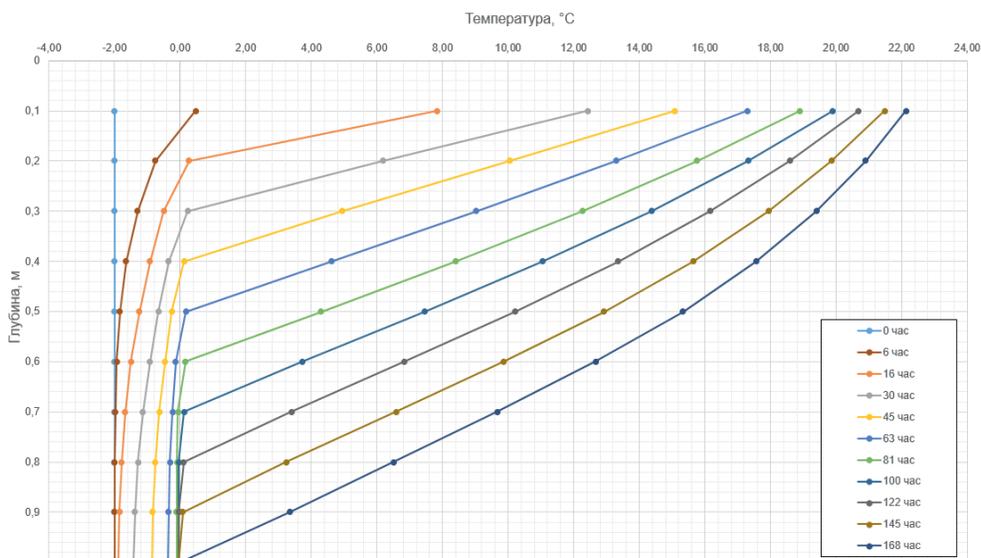


Рис. 2. Распределение температуры грунтов по глубине во времени
Fig. 2. Distribution of soil temperature by depth over time

Расчет с песком среднего водонасыщения выполнялся на период 7 дней. Интервал выдачи результатов – 1 час. Результаты теплотехнического расчета представлены в виде графика распределения температуры грунтов по глубине для различных моментов времени (рис. 2).

Согласно расчету, при постоянной положительной температуре воздуха 24 °С достаточно:

- 30 часов для оттаивания 0,3 м грунта;
- 63 часа для оттаивания 0,5 м грунта;
- 100 часов для оттаивания 0,7 м грунта;
- 145 часов для оттаивания 0,9 м грунта.

Для полного оттаивания одного метра грунта необходимо 168 часов.

Для оценки влияния негативной силы на несущую способность основания на примере реального объекта проведен численный теплотехнический расчет в условиях глобального потепления для города Якутска. Исходные данные для выполнения теплотехнического расчета принимались по действующим нормативным документам, изыскательским и проектным данным.

Среднемесячные значения скорости ветра и высоты снежного покрова приняты по архивным данным постоянными с начального момента моделирования и приведены в табл. 2.

В качестве расчетной области принят трехмерный грунтовый массив глубиной 100 м и размерами в плане 210,0 × 200,0 м. Шаг сетки принят адаптивным от 0,4 × 0,4 × 0,1 до 2,0 × 2,0 × 2,0 м.

Общий вид созданной модели и расположение слоев грунтовых элементов в ней представлены на рис. 3.

Расчет с условиями г. Якутска с песчаным основанием и трендом на глобальное изменение климата выполнялся на период 70 лет. Интервал выдачи результатов – 1 месяц. Граничные условия (ГУ) модели приведены в табл. 3.

Таблица 2

Скорость ветра и высота снежного покрова для г. Якутска

Table 2

Wind speed and snow depth for Yakutsk

Наименование параметра	Среднее значение по месяцам (годовое)												Год
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
Скорость ветра, м/с	0,8	0,9	1,4	2,2	2,6	2,4	2,2	2,1	2,1	1,8	1,2	0,9	1,7
Высота снежного покрова, м	0,25	0,29	0,30	0,16	-	-	-	-	-	0,04	0,15	0,21	0,25

Таблица 3

Граничные условия модели

Table 3

Model boundary conditions

ГУ	Характеристика ГУ	Месяц											
		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Климат	Температура, °С	-38,1	-33,6	-19,3	-3,7	8,5	17,2	20,3	16,2	6,9	-6,8	-26,8	-36,8
	Коэффициент теплообмена, Вт/м ² ×К	9,51	9,93	12,03	15,38	17,05	16,22	15,38	14,96	14,96	13,70	11,12	9,93
Боковые и нижняя грани	Тепловой поток, Вт/м ²	0,0											

Результаты теплотехнического расчета представлены в виде графика распределения температуры грунтов по глубине для различных моментов времени (рис. 4).

Согласно расчету, с учетом тренда будущих изменений климата на территории г. Якутска кровля многолетнемерзлых грунтов опускается:

- на 3 м за 31 год;
- на 5 м за 48 лет;
- на 7 м за 59 лет;
- на 9 м за 70 лет.

Результаты лотковых испытаний

Испытания по определению несущей способности свай по грунту закончились, когда был достигнут срыв сваи. Общий вид экспериментального лотка в процессе проведения испытаний приведен на рис. 5. На рис. 6 представлены графики зависимости осадки сваи от нагрузки.

В результате проведенных лотковых испытаний определено, что для металлической сваи диаметром 57 мм и рабочей длиной 0,5 м при температуре минус 2 °С несущая способность по боковой поверхности составляет 18 кН в мерзлом песке среднего водонасыщения и 14 кН в мерзлом песке полного водонасыщения.

Согласно результатам аналитического расчета несущей способности по СП 25.13330.2020 [7], несущая способность сваи в описанных выше условиях по боковой поверхности составляет 12,6 кН в мерзлом песке независимо от его влажности.

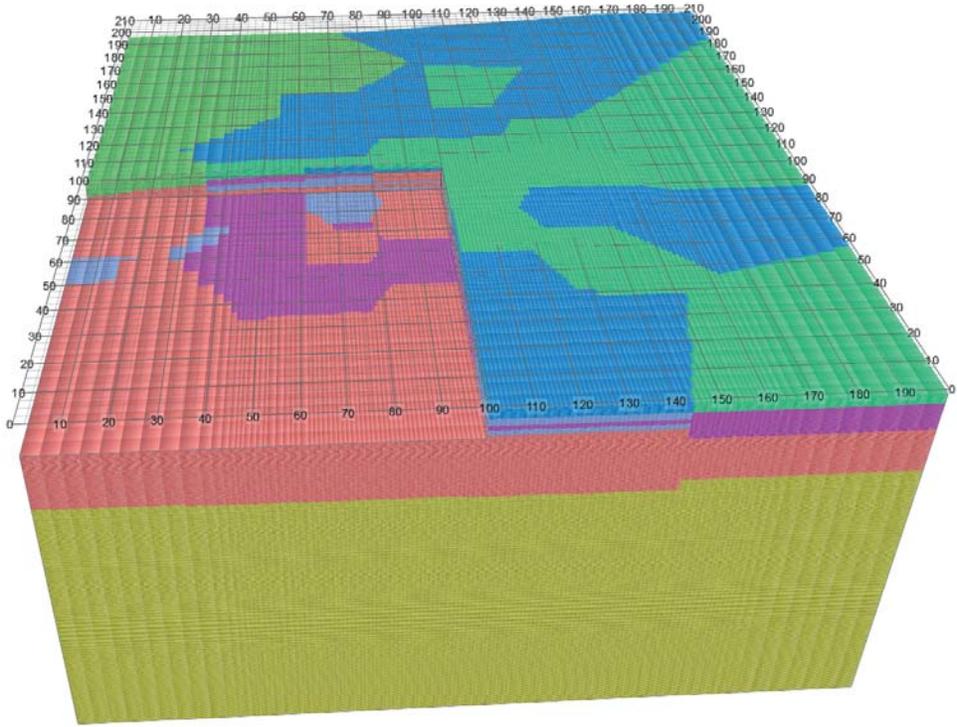


Рис. 3. Общий вид модели
Fig. 3. Model overview

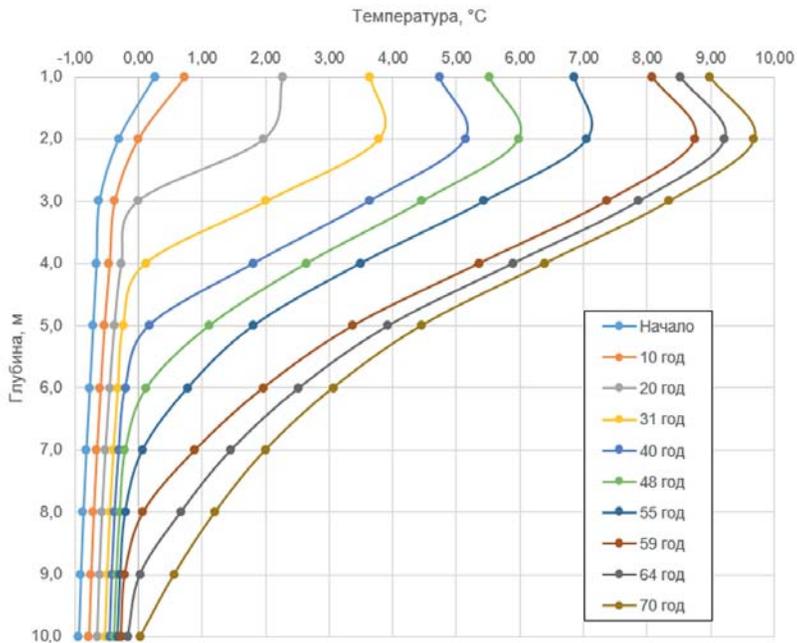


Рис. 4. Распределение температуры грунтов по глубине в зависимости от глубины оттаивания с условиями г. Якутска
Fig. 4. Distribution of soil temperature by depth depending on thawing depth under conditions of Yakutsk



Рис. 5. Общий вид экспериментального лотка для определения несущей способности
Fig. 5. Overall view of the test trough for determining bearing capacity

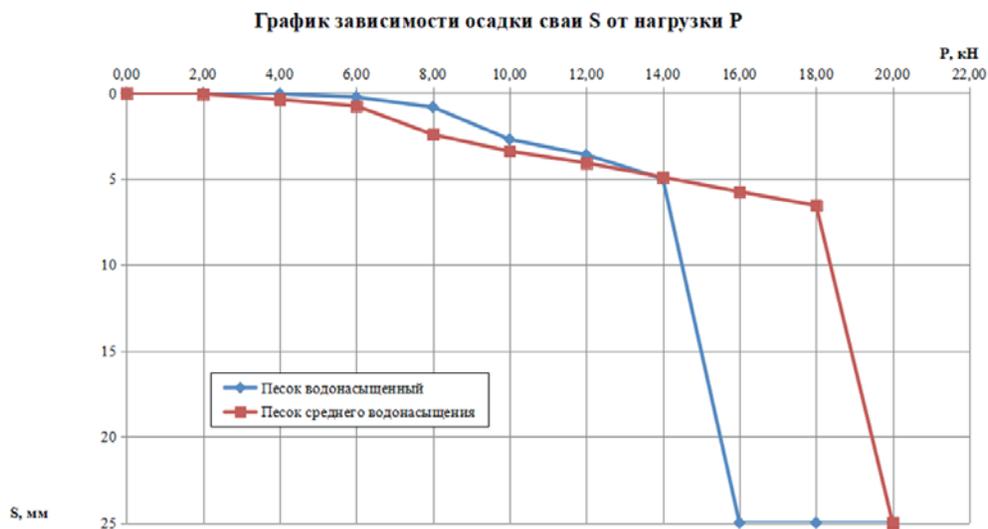


Рис. 6. График зависимости осадки свай (S) от нагрузки (P)
Fig. 6. Graph of pile settlement (S) as a function of load (P)

Испытания по определению негативной силы закончились при полном оттаивании грунтов. Общий вид экспериментального лотка в процессе проведения испытаний приведен на рис. 7.

По результатам испытаний негативная сила не зафиксирована. Результаты замеров температуры грунтов в центре лотка с песком среднего водонасыщения представлены на рис. 8.

Как видно из рис. 2 и 8, графики изменения температуры по расчету и фактическим замерам сходятся. Незначительные расхождения связаны с более низкой начальной температурой грунта при лотковых испытаниях.

В процессе оттаивания грунта уменьшается несущая способность свайного фундамента (удерживающая сила). Если допустить, что при этом возникают негативные силы, то через некоторое время несущая способность становится меньше негативной силы и наступает первое предельное состояние.

С целью детального анализа соотношения удерживающих и нагружающих сил проведены расчеты несущей способности свайного фундамента в различные промежутки времени, а также расчеты негативных сил трения, возникающие по боковой поверхности свайного фундамента при оттаивании его основания.



Рис. 7. Общий вид экспериментального лотка для определения негативной силы
Fig. 7. Overall view of the test trough for determining negative force

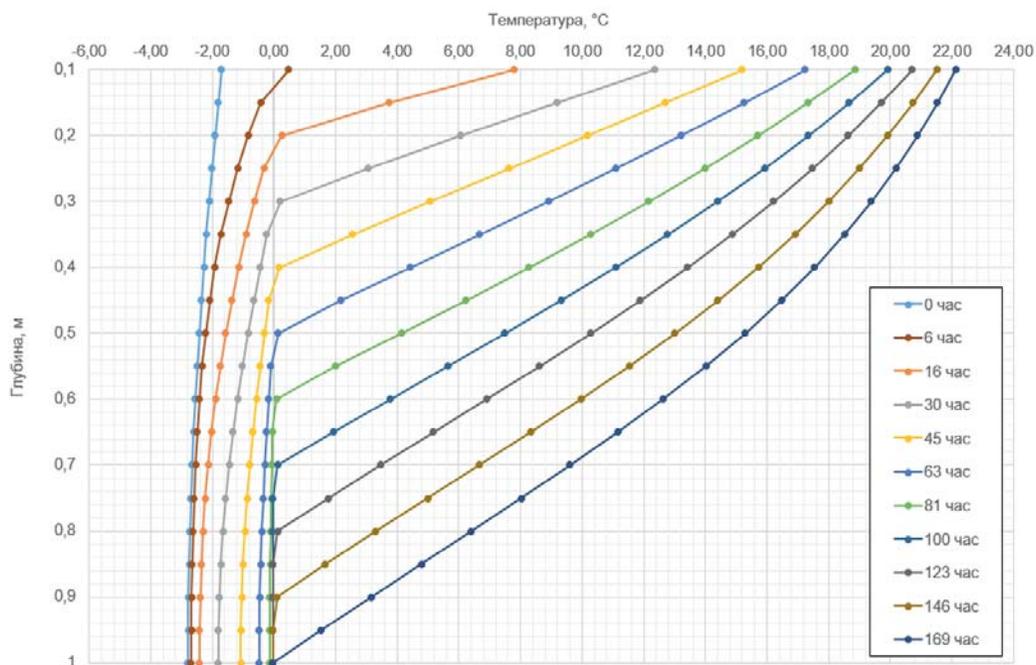


Рис. 8. График изменения температуры по глубине во времени
Fig. 8. Graph of temperature change by depth over time

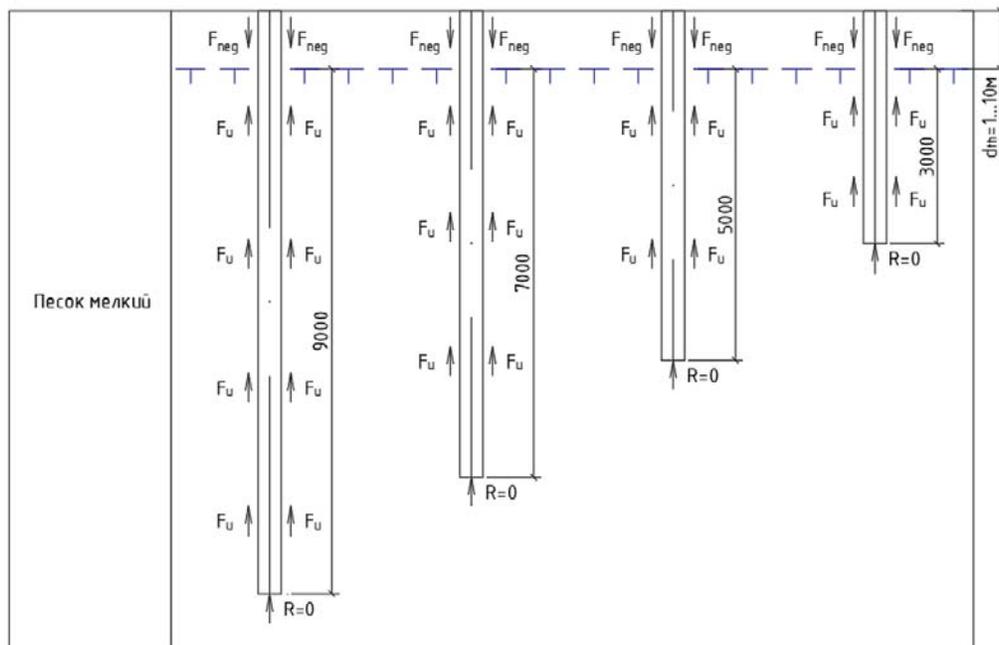


Рис. 9. Расчетная схема
Fig. 9. Design diagram

Таблица 4

Отношение несущей способности сваи с учетом негативной силы к несущей способности сваи без учета негативной силы ($\frac{F_u - F_{neg}}{F_u}$)

Table 4

Ratio of pile bearing capacity given negative force to bearing capacity without considering negative force ($\frac{F_u - F_{neg}}{F_u}$)

Время оттаивания, год		0	10	20	31	40	48	55
Длина сваи, м	9	0,99	0,95	0,87	0,73	0,49	0,09	0,00
	7	0,98	0,90	0,80	0,53	0,00	0,00	0,00
	5	0,97	0,88	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00
	3	0,95	0,72	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Результаты аналитических расчетов

Для расчета приняты сваи в постепенно оттаивающем мелком песке размерами 0,4 × 0,4 м длиной 9, 7, 5 и 3 м. Расчетная схема представлена на рис. 9.

В табл. 4 указано отношение несущей способности сваи с учетом негативной силы к несущей способности сваи без учета негативной силы в различные промежутки времени для свай разной длины.

Расчет показывает, что несущая способность полностью исчерпывается через разные промежутки времени от 20 до 55 лет в зависимости от рабочей длины сваи от 3 до 9 м соответственно.

График изменения несущей способности во времени представлен на рис. 10.

Согласно результатам расчета, несущая способность сваи по боковой поверхности становится равна негативной силе:

- на 20-й год для сваи длиной 3 м;

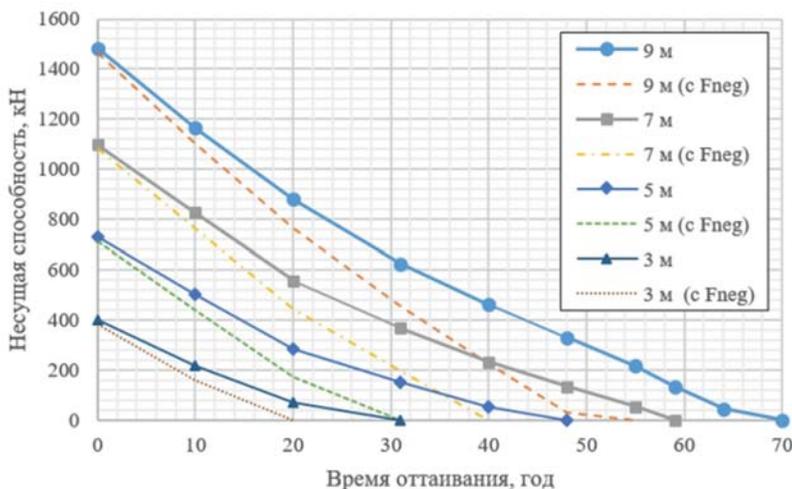


Рис. 10. График изменения несущей способности во времени
 Fig. 10. Graph of changes in bearing capacity over time

- на 30-й год для сваи длиной 5 м;
- на 40-й год для сваи длиной 7 м;
- на 50-й год для сваи длиной 9 м.

Допустим, срок службы здания – 30 лет, нагрузка на сваю – 350 кН, свайное поле из 100 свай сечением $0,4 \times 0,4$ м. В таком случае для нормальной эксплуатации сооружения достаточно свай рабочей длиной 7 м на начало эксплуатации. Однако если при расчете несущей способности учесть негативную силу, то сваи длиной 7 м смогут нести 350 кН только 24 года. В таком случае необходимо увеличить длину сваи до 9 м, так как свая длиной 9 м может нести 350 кН не менее 30 лет. Это увеличит объем работ на 30 %.

Выводы

Анализ результатов экспериментальных исследований показал, что при сезонном оттаивании песчаного грунта средней крупности и крупного может не возникать негативных сил трения по боковой поверхности свайного фундамента.

В результате комплекса экспериментальных исследований определены основные факторы, влияющие на возникновение негативных сил трения. К ним относятся: вид грунта, физические свойства грунта, гранулометрический состав грунта, пространственное расположение оттаивающих грунтов по глубине, расстояние между соседними сваями.

Учитывая перечисленные факторы, определены основные параметры, которые необходимо соблюдать при проведении лотковых экспериментов по изучению возникновения негативных сил при оттаивании. К ним относятся: геометрические размеры лотка, взаиморасположение свай в лотке, параметры морозильной камеры, теплоизоляция стенок лотка, жесткость экспериментального стенда.

Список литературы

1. Власов В.П. Особенности свайного фундаментостроения в талых и оттаивающих грунтах Магаданской области. Якутск: Ин-т мерзлотоведения СО РАН, 1992.
2. ГОСТ 5180-2015. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. Москва: Стандартинформ; 2016.
3. ГОСТ Р 71038-2023. Грунты. Методы лабораторного определения теплофизических характеристик. Москва: Российский институт стандартизации; 2023.
4. ГОСТ 5686-2020. Грунты. Методы полевых испытаний сваями. Москва: Стандартинформ; 2020.
5. СП 131.13330.2020. Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99*. Москва: Минстрой России; 2020.
6. Климатический центр Росгидромета [интернет]. Режим доступа: <https://cc.voeikovmgo.ru/ru/> (дата обращения: 10.09.2024);
7. СП 25.13330.2020. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Актуализированная редакция СНиП 2.02.04-88. Москва: Минстрой России; 2020.

References

1. *Vlasov V.P.* Features of pile foundation construction in thawed and thawing soils of the Magadan region. Yakutsk: Institute of Permafrost Studies SB RAS; 1992. (In Russian).
2. State Standard 5180-2015. Soils. Laboratory methods for determination of physical characteristics. Moscow: Standartinform Publ.; 2016. (In Russian).
3. State Standard R 71038-2023. Soils. Methods for laboratory determination of thermal characteristics. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2023. (In Russian).
4. State Standard 5686-2020. Soils. Field test methods by piles. Moscow: Standartinform Publ.; 2020. (In Russian).
5. SP 131.13330.2020. Building climatology. Updated version of SNiP 23-01-99*. Moscow: Ministry of Construction of Russia; 2020. (In Russian).
6. The Climate center of Roshydromet [internet]. Available at: <https://cc.voeikovmgo.ru/ru/> / (accessed: 09 October 2024). (In Russian).
7. SP 25.13330.2020. Soil bases and foundations on permafrost soils. Updated version of SNiP 2.02.04-88. Moscow: Ministry of Construction of Russia; 2020. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Андрей Григорьевич Алексеев, д-р техн. наук, начальник центра геокриологических и геотехнических исследований, НИИОСП им. Н.М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство»; доцент кафедры механики грунтов и геотехники, НИУ МГСУ, Москва

e-mail: adr-alekseev@yandex.ru

тел.: +7 (926) 129-71-01

Andrey G. Alekseev, Dr. Sci. (Engineering), Head of the Center for Geocryological and Geotechnical Research, Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction; Associate Professor, Department of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow

e-mail: adr-alekseev@yandex.ru

tel.: +7 (926) 129-71-01

Павел Михайлович Сазонов, заведующий сектором проектирования и геокриологических исследований лаборатории механики мерзлых грунтов и расчета оснований (№ 8), НИИОСП им. Н.М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: sazonov-pm@yandex.ru

тел.: +7 (926) 914-57-47

Pavel M. Sazonov, Head of the Design and Geocryological Research Sector, Laboratory of Frozen Soil Mechanics and Foundation Calculation Methods, Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: sazonov-pm@yandex.ru

tel.: +7 (926) 914-57-47

Илья Александрович Дымченко[✉], инженер сектора проектирования и геокриологических исследований лаборатории механики мерзлых грунтов и расчета оснований (№ 8), НИИОСП им. Н.М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: 89212002055i@gmail.com

тел.: +7 (921) 200-20-55

Ilya A. Dymchenko[✉], Engineer, Design and Geocryological Research Sector, Laboratory of Frozen Soil Mechanics and Foundation Calculation Methods (No. 8), Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: 89212002055i@gmail.com

tel.: +7 (921) 200-20-55

Анастасия Андреевна Алексеева, инженер центра геокриологических и геотехнических исследований лаборатории механики мерзлых грунтов и расчета оснований (№ 8), НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: n.alexeeva20082001@gmail.com
тел.: +7 (925) 704-28-64

Anastasia A. Alekseeva, Engineer, Center for Geocryological and Geotechnical Research, Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: n.alexeeva20082001@gmail.com
tel.: +7 (925) 704-28-64

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

ВОССТАНОВЛЕНИЕ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ В АРКТИЧЕСКОЙ ЗОНЕ И КРИОЛИТОЗОНЕ РОССИИ

А.Г. АЛЕКСЕЕВ^{1,2}, д-р техн. наук
П.М. САЗОНОВ¹
Д.В. ЗОРИН^{1,✉}
А.А. АЛЕКСЕЕВА¹
И.А. ДЫМЧЕНКО¹

¹ 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

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

Аннотация

Введение. Основной причиной ухудшения состояния жилого и производственного фонда в Арктической зоне и криолитозоне России являются деформации, вызванные изменениями механических свойств многолетнемерзлых грунтов. Эти изменения усугубляются влиянием глобального потепления климата. Согласно данным Росгидромета на 2023 год, температура воздуха повышается на 0,5 °С за десятилетие. Подобные процессы требуют решения о разработке и внедрении мероприятий по улучшению строительных свойств оснований зданий и усилению фундаментов.

Цель. Разработка мероприятий по восстановлению эксплуатационной пригодности оснований и фундаментов зданий и сооружений в районах распространения многолетнемерзлых грунтов.

Материалы и методы. Теоретические исследования проведены на основе обзора и анализа современной научно-технической, нормативной и методической литературы по закреплению грунтов и усилению фундаментов, а также архивных данных по причинам деформирования оснований и фундаментов.

Результаты. Приведены достоинства, недостатки и область применения существующих способов. Определены перспективные технологии, требующие дополнительного изучения, к которым отнесены электрохимическое оттаивание и закрепление грунтов, инъекционная и струйная цементация, а также применение буроинъекционных и буронабивных свай при усилении фундаментов. Изложены результаты обобщения и анализа научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ по обследованию и мониторингу технического состояния ответственных зданий и сооружений городов девяти регионов, входящих в состав Арктической зоны России (Мурманская область, Республика Карелия, Архангельская область, Республика Коми, Ненецкий автономный округ, Ямало-Ненецкий автономный округ, Красноярский край, Республика Саха (Якутия), Чукотский автономный округ).

Выводы. На основе анализа литературы разработаны мероприятия по восстановлению эксплуатационной пригодности оснований и фундаментов зданий и сооружений Арктической зоны России, включающие общие положения, рекомендации по обследованию технического состояния зданий и систем термостабилизации грунтов, по инженерным изысканиям на стадии реконструкции, по усилению фундаментов и закреплению грунтов их оснований, мониторингу реконструируемых зданий и контролю качества выполнения работ.

Ключевые слова: Арктическая зона, криолитозона, многолетнемерзлые грунты, обследование фундаментов, восстановление эксплуатационной пригодности, реконструкция, усиление фундаментов, закрепление грунтов

Для цитирования: Алексеев А.Г., Сазонов П.М., Зорин Д.В., Алексеева А.А., Дымченко И.А. Восстановление эксплуатационной пригодности оснований и фундаментов в Арктической зоне и криолитозоне России. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2024;43(4):66–80. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-66-80](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-66-80)

Вклад авторов

Алексеев А.Г., Сазонов П.М., Зорин Д.В. – на основе анализа литературы разработаны мероприятия по восстановлению эксплуатационной пригодности оснований и фундаментов объектов инфраструктуры Арктической зоны России.

Алексеева А.А., Зорин Д.В. – проведен обзор и анализ современной научно-технической, нормативной и методической литературы по закреплению грунтов оснований и усилению фундаментов.

Дымченко И.А., Зорин Д.В. – проведен обзор и анализ современной научно-технической, нормативной и методической литературы и данных архивных отчетов по причинам деформирования оснований зданий и сооружений.

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 18.11.2024

Поступила после рецензирования 01.12.2024

Принята к публикации 05.12.2024

RESTORATION OF SERVICEABILITY OF BASES AND FOUNDATIONS IN THE ARCTIC ZONE AND PERMAFROST ZONE OF RUSSIA

A.G. ALEKSEEV^{1,2}, Dr. Sci. (Engineering)

P.M. SAZONOV¹

D.V. ZORIN^{1,✉}

A.A. ALEKSEEVA¹

I.A. DYMCHENKO¹

¹ *Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Ryazanskiy ave., 59, Moscow, 109428, Russian Federation*

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

Abstract

Introduction. The key reason for the deterioration of housing stock and production assets in the Arctic zone and the permafrost zone of Russia lies in deformation induced by changes in the mechanical properties of permafrost soils. These changes are exacerbated by the impact of global warming. The Federal Service for Hydrometeorology and Environmental Monitoring reported in 2023 that the air temperature rose by 0.5 °C per decade. Such processes necessitate the development and implementation of measures to enhance the construction properties of building bases and foundations.

Aim. To develop measures for restoring the serviceability of bases and foundations of buildings and structures in the areas of permafrost soils.

Materials and methods. Theoretical studies were based on a review and analysis of contemporary scientific, technical, regulatory, and methodological literature concerning soil stabilization and foundation reinforcement, as well as archival data on the causes of base and foundation deformations.

Results. The advantages, disadvantages, and areas of application of existing methods are presented. Promising technologies requiring further investigation are identified, including electrochemical thawing and consolidation of soils, injection and jet grouting as well as the use of bored cast-in-situ and augercast piles for foundation reinforcement. The study outlines the results of generalization and analysis of research and development work on inspection and monitoring of the technical condition of critical buildings and structures in the cities of nine regions that are part of the Arctic zone of Russia (Murmansk Region, Republic of Karelia, Arkhangelsk Region, Komi Republic, Nenets Autonomous Okrug, Yamalo-Nenets Autonomous Okrug, Krasnoyarsk Territory, Republic of Sakha (Yakutia), and Chukotka Autonomous Okrug).

Conclusions. The literature analysis underlay the development of measures for restoring the serviceability of bases and foundations of buildings and structures in the Arctic zone of Russia. These measures include general provisions, recommendations for assessing the technical condition of buildings and systems for thermal stabilization of soils, engineering surveys during reconstruction, foundation reinforcement, soil stabilization at their bases, monitoring of reconstructed buildings, and quality control of work performed.

Keywords: Arctic zone, permafrost zone, permafrost soils, foundation survey, restoration of serviceability, reconstruction, foundation reinforcement, soil stabilization

For citation: Alekseev A.G., Sazonov P.M., Zorin D.V., Alekseeva A.A., Dymchenko I.A. Restoration of serviceability of bases and foundations in the Arctic zone and permafrost zone of Russia. *Vestnik NIC Stroitel' stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2024;43(4):66–80. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-66-80](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-66-80)

Authors contribution statement

Alekseev A.G., Sazonov P.M., Zorin D.V. – literature analysis, development of measures to restore the serviceability of bases and foundations of infrastructure facilities in the Arctic zone of Russia.

Alekseeva A.A., Zorin D.V. – review and analysis of contemporary scientific, technical, regulatory, and methodological literature on soil stabilization for bases and foundation reinforcement.

Dymchenko I.A., Zorin D.V. – review and analysis of contemporary scientific, technical, regulatory, methodological literature, as well as archival reports on the causes of building and structure foundation deformations.

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 18.11.2024

Revised 01.12.2024

Accepted 05.12.2024

Введение

Возрастающие темпы строительства социальной инфраструктуры и необходимость повышения уровня жизни населения требуют пристального внимания, особенно в регионах со сложными климатическими условиями, таких как Арктическая зона и криолитозона России. Здесь проблема недостаточного строительства жилья усугубляется значительным объемом ветхого и аварийного фонда. На фоне растущей доли аварийного жилья в Арктических регионах вопрос технического состояния зданий приобретает первостепенное значение.

Известно, что в последние годы удельный вес аварийного жилья в Арктике вырос. Например, на сегодня доля аварийного жилья в Архангельской области составляет 8,2%, в Республике Саха (Якутия) – 7,5%, в Ямало-Ненецком автономном округе – 6,9%, в Ненецком автономном округе – 5,2% [1]. Большое влияние на техническое состояние зданий и сооружений оказывают деформации оснований и фундаментов.

В криолитозоне эти деформации часто связаны с ухудшением строительных свойств многолетнемерзлых грунтов, происходящим при повышении их температуры. Этот процесс ускоряется в условиях глобального потепления климата. Повышение температуры воздуха на 2023 год, по данным Росгидромета, составляет 0,5 °С за 10 лет [2].

Как отмечает В.П. Мельников и др. [3], в условиях повышения среднегодовой температуры приземного воздуха ущерб для зданий и инженерных сооружений в Арктической зоне к середине столетия может достигнуть порядка 5–7 трлн руб. К районам с наибольшим возможным экономическим ущербом для гражданских зданий относятся городской округ Воркута Республики Коми, Ямало-Ненецкий автономный округ, а также Таймырский Долгано-Ненецкий район Красноярского края.

Это обуславливает необходимость разработки мероприятий по улучшению строительных свойств оснований и усилению фундаментов многоквартирных домов в населенных пунктах Арктической зоны и криолитозоны России в соответствии с Решением Совета по вопросам развития Дальнего Востока, Арктики и Антарктики при Совете Федерации.

Занятие и удержание лидерских позиций в освоении и использовании Арктики, а также повышение возможности качественной адаптации экосистем, населения и отраслей экономики к климатическим изменениям сегодня являются приоритетами научно-технологического развития страны в соответствии со Стратегией научно-технологического развития России, утвержденной в 2016 г., что подтверждает актуальность проводимых исследований.

В каждом конкретном регионе геокриологические, климатические и другие условия могут различаться существенным образом. В зависимости от этих условий негативные воздействия и подверженные этим воздействиям конструкции зданий также различаются.

Целью работы, описанной в данной статье, являлась разработка мероприятий по восстановлению эксплуатационной пригодности оснований и фундаментов зданий и сооружений в криолитозоне.

Для достижения цели решался комплекс задач:

– систематизация данных архивных отчетов по причинам деформирования оснований в Арктической зоне и криолитозоне России и описание зависимости этого деформирования от условий эксплуатации зданий и сооружений;

– обзор и анализ современной научно-технической литературы по закреплению грунтов оснований и усилению фундаментов с определением достоинств, недостатков и областей применения существующих способов, а также установлением пробелов в действующей нормативной документации;

– разработка мероприятия по восстановлению эксплуатационной пригодности оснований и фундаментов, включающего область применения, сроки выполнения и состав поверочных расчетов оснований и фундаментов, критерии, определяющие необходимость проведения мероприятий, информацию о последовательности выполнения работ, используемом оборудовании, основных технологических параметрах и мероприятиях по контролю качества выполненных работ.

Причины деформирования фундаментов зданий в Арктике и криолитозоне

В период 2019–2020 гг. сотрудники НИИОСП им. Н. М. Герсванова провели обширные научно-исследовательские и опытно-конструкторские работы, направленные на оценку технического состояния ключевых зданий и сооружений в городах девяти российских регионов, составляющих Арктическую зону.

В процессе обследования были выявлены основные дефекты конструкций, проведены измерения прочности железобетонных фундаментов и определены температуры многолетнемерзлых грунтов оснований. Основными дефектами, обнаруженными в конструкциях зданий, оказались трещины вследствие осадки фундаментов и разрушения, вызванные замачиванием. Осадки фундаментов зачастую связаны с изменением свойств грунтов из-за повышения температур или полного оттаивания.

Диаграмма, представленная на рис. 1, иллюстрирует распределение дефектов по их типам в городах: Мурманской области (Мурманск, Апатиты), Республики Карелия (Кемь, Лоухи), Архангельской области (Архангельск, Мезень), Республики Коми (Воркута, поселок Воргашор), Ненецкого автономного округа (Нарьян-Мар, поселок Искателей), Ямало-Ненецкого автономного округа (Салехард, Новый Уренгой), Красноярского края (Норильск, Дудинка), Республики Саха (Якутск, Мирный) и Чукотского автономного округа (Анадырь, поселок Угольные Копи).

Анализ диаграммы на рис. 1 показывает, что существует зависимость между среднегодовой температурой приземного воздуха в рассматриваемом регионе и распространением различных типов дефектов (разрушения, трещины, замачивание конструкций).

На рис. 2 представлены зависимости процентного отношения каждого типа дефектов к их общему количеству от среднегодовой температуры приземного воздуха.

Коэффициенты детерминации составляют от 0,75 до 0,89, что подтверждает наличие данных зависимостей.

Как известно, среднегодовая температура приземного воздуха определяет температурное состояние грунтов основания. К районам распространения многолетнемерзлых грунтов относятся области отрицательных среднегодовых температур воздуха.

Из графика на рис. 2 видно, что со снижением среднегодовой температуры воздуха увеличивается доля трещин в общем количестве дефектов. Развитие трещин, в отличие от разрушений и замачивания, зависящих от долговечности и надежности конструкций и материалов, связано в первую очередь с возникающими неравномерными деформациями оснований и фундаментов зданий и сооружений.

Полученные выводы учтены при анализе современной научно-технической, нормативной и методической литературы по закреплению грунтов и усилению фундаментов.

Анализ способов закрепления грунтов и усиления фундаментов

Требования по закреплению грунтов и усилению фундаментов устанавливаются следующими нормативными документами:

- СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений» [4];
- СП 24.13330.2021 «СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты» [5];
- СП 45.13330.2017 «СНиП 3.02.01-87 Земляные сооружения, основания и фундаменты» [6].

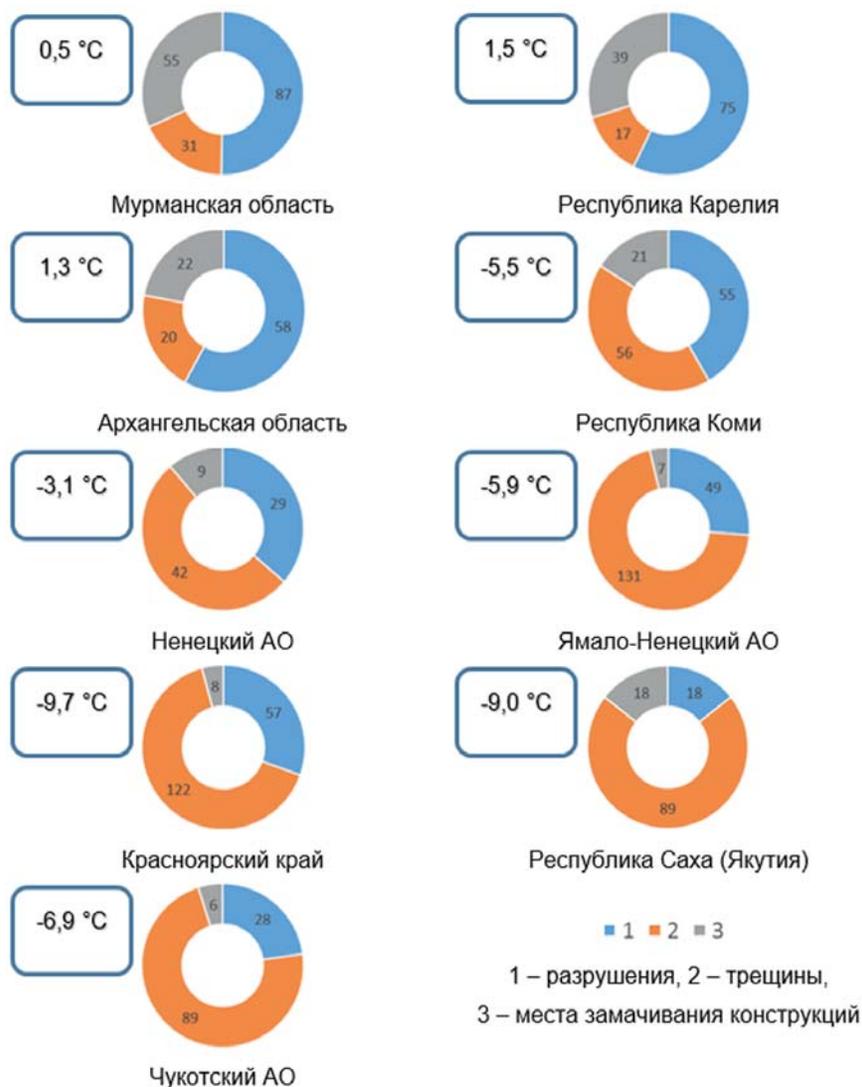


Рис. 1. Сравнительная диаграмма количества дефектов по их типу при среднегодовой температуре приземного воздуха в регионе

Fig. 1. Comparative diagram of the number of defects by their type at the average annual temperature of surface air in the region

СП 22.13330.2016 [4] содержит раздел по проектированию немерзлых оснований при реконструкции зданий и сооружений, включающий указания по оценке влияния строительно-монтажных работ на окружающую застройку, и раздел по способам уменьшения деформаций оснований и их влиянию на здания и сооружения.

Особенности проектирования свайных фундаментов при реконструкции сооружений отражены в одном из разделов СП 24.13330.2021 [5].

СП 45.13330.2017 [6] распространяется на производство и приемку земляных работ, устройство оснований и фундаментов при реконструкции зданий и сооружений, содержит разделы по закреплению, уплотнению, армированию и искусственному замораживанию грунтов.

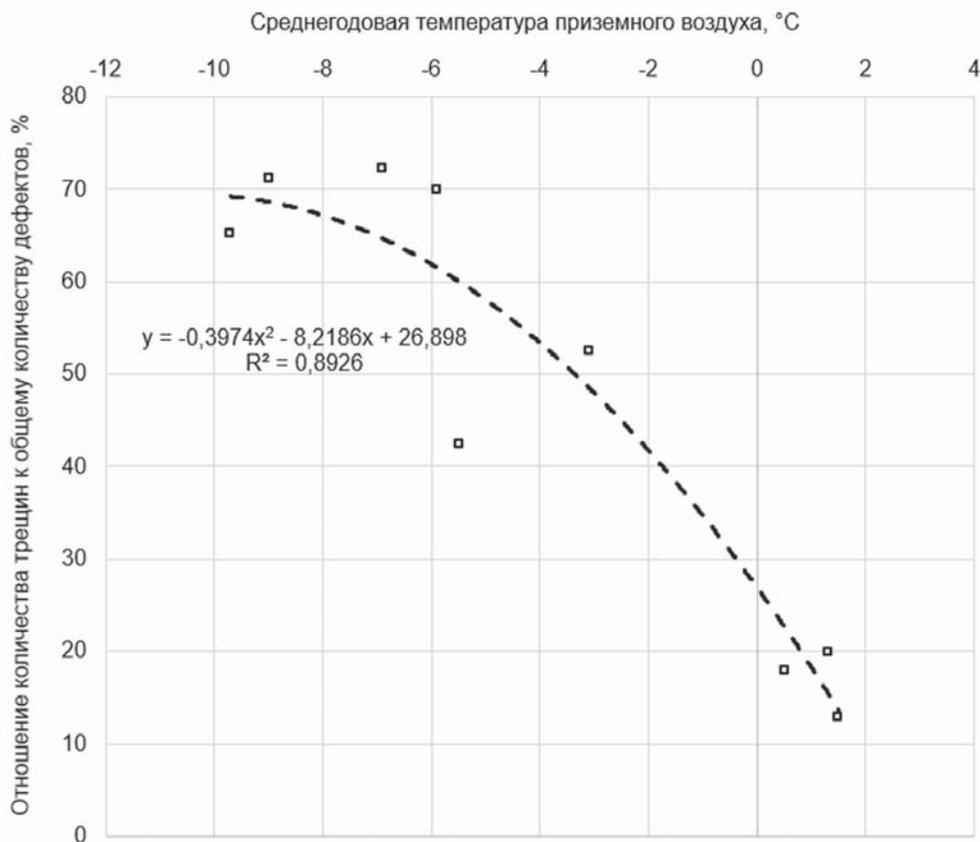


Рис. 2. Зависимость процентного отношения осадочных трещин к общему количеству дефектов от среднегодовой температуры приземного воздуха
Fig. 2. Dependence of the percentage ratio of settlement cracks to the total number of defects on the average annual surface air temperature

Нормативные требования по закреплению мерзлых грунтов и усилению фундаментов в СП 25.13330.2020 «СНиП 2.02.04-88 Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах» [7] отсутствуют. СП 496.1325800.2020 «Основания и фундаменты зданий и сооружений на многолетнемерзлых грунтах. Правила производства работ» [8] содержит требования по земляным работам и устройству фундаментов на многолетнемерзлых грунтах, включая мероприятия по адаптации строительных конструкций к восприятию деформаций, обусловленных постепенным оттаиванием основания, а также требования по установке сезонно-действующих охлаждающих устройств (СОУ) и систем термостабилизации грунта (ТСГ).

С 1960 по 2000 г. в Северном отделении НИИОСП Госстроя СССР в городе Воркуте проведено большое количество научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ на темы электрооттаивания, замораживания и закрепления оснований в районах распространения многолетнемерзлых грунтов.

В 1974 г. разработаны «Рекомендации по проектированию и устройству оснований и фундаментов с предпостроечным оттаиванием вечномерзлых грунтов» [9], включая

способы электро-, гидро- и парооттаивания. В Рекомендациях излагаются способы расчета глубины оттаивания мерзлых грунтов и осадки оттаивающих грунтов во времени, способы оттаивания, рекомендации по расчету фундаментов, а также контролю выполнения строительного-монтажных работ и мониторингу при эксплуатации.

В 1977 г. разработано «Руководство по технологии физико-химического укрепления промерзающих и оттаивающих грунтов» [10]. Руководство содержит способы предпостроечного улучшения строительных свойств грунтов, включающие оттаивание при положительных и отрицательной температуре грунтов слоя сезонного промерзания и оттаивания и многолетнемерзлых грунтов при помощи электроэнергии и химических реагентов, а также способы уплотнения и противопучинистой стабилизации.

В 1984 г. разработаны «Рекомендации по проектированию и применению в строительстве охлаждающих установок, работающих без энергетических затрат» [11], в которых рассмотрены конструкции парожидкостных охлаждающих установок, характеристики теплоносителей, особенности монтажа, испытаний, эксплуатации и заправки.

В 2018 г. в НИИОСП им. Н. М. Герсеева проведены научно-исследовательские и опытно-конструкторские работы по исследованию буроинъекционных свай и струйной технологии в многолетнемерзлых грунтах.

В 2020 г. проведено исследование физико-механических свойств повторно замороженных грунтов в зонах локальных таликов, в 2023 г. – исследование влияния технологии устройства буроопускных свай в районах распространения многолетнемерзлых грунтов на их несущую способность при использовании оснований по принципу I, где рассмотрены вопросы применения цементно-песчаного раствора для заполнения скважин и воздействия на сваи касательных сил морозного пучения.

Выбор способов закрепления грунтов или усиления фундаментов во многом зависит от причин, вызывающих необходимость усиления, и условий проведения соответствующих мероприятий [12]. В районах распространения многолетнемерзлых грунтов особыми условиями проведения мероприятий по закреплению грунтов и усилению фундаментов являются отрицательная температура и структурная неустойчивость основания. В связи с этим арсенал применяемых способов существенно сокращается.

В настоящее время в качестве способов улучшения механических свойств грунтов при использовании оснований по принципу I применяется искусственное замораживание, а при использовании оснований по принципу II – искусственное оттаивание с последующим уплотнением.

Для закрепления грунтов с помощью заморозки проводится тепловизионная диагностика СОУ, ремонт или дозаправка и при необходимости – установка дополнительных термостабилизаторов грунта. Количество СОУ, требующихся для дополнительной установки, определяется по результатам теплотехнического расчета.

При необходимости заморозки основания в сжатые сроки или в теплый период года могут применяться термостабилизаторы грунта круглогодичного действия с заданным режимом работы. Требуемый режим работы термостабилизаторов также устанавливается теплотехническим расчетом.

Мероприятия по замораживанию грунтов, в том числе с помощью термостабилизаторов грунта, не рекомендуется применять для оттаявших пучинистых грунтов в связи с возможными деформациями оснований и фундаментов, возникающими при замерзании грунтов.

При этом известны такие способы закрепления грунтов, как электрохимическое закрепление и силикатизация, цементация и струйная цементация, а также способы усиления фундаментов с использованием буронабивных и буроинъекционных свай. Далее приведены достоинства, недостатки и область применения этих способов.

После оттаивания многолетнемерзлые сильнольдистые грунты нуждаются в повышении прочности, уменьшении сжимаемости под нагрузками и в других видах улучшения. В качестве методов улучшения строительных свойств оттаивающих грунтов могут использоваться: электрообработка постоянным электрическим током, электрохимическая обработка и силикатизация.

Силикатизация может применяться в песчаных, в том числе оттаивающих, грунтах. Достоинствами способа являются наличие разработанных и апробированных технологий в оттаивающих грунтах, возможность совмещения процессов оттаивания и закрепления и существенный радиус усиления грунта вокруг скважины до 1 м. Недостатками – высокая стоимость химических веществ, длительный процесс затвердевания и отсутствие достаточного опыта применения в мерзлых грунтах.

Несмотря на наличие большого числа разработок в советский период, метод силикатизации оттаивающих грунтов в криолитозоне не применяется. Сегодня требуется проанализировать и обобщить накопленную базу данных по опыту проектирования искусственного оттаивания и силикатизации оттаивающих грунтов для дальнейшего использования технологии при реконструкции зданий и сооружений в криолитозоне.

Инъекция цементных растворов для закрепления грунтов в Арктической зоне и криолитозоне России также является актуальным направлением для исследований. Об этом свидетельствует сравнительно большое количество опубликованных результатов научно-исследовательских и практических работ.

В статье [13] приведены результаты замещения грунтов, подверженных морозному пучению, при сооружении сухого дока в с. Белокаменка Мурманской области. Для замещения пучинистых грунтов в зоне контакта ограждающей конструкции котлована, выполненной из стального трубного шпунта, с донными отложениями использовалась технология струйной цементации Jet-1 с условным диаметром формируемой грунтоцементной колонны 600–800 мм.

О возможности цементации оттаивающих трещиноватых сланцев и песчаников, а также щебенистых и древесных грунтов свидетельствует опыт производства работ на обогатительной фабрике в Каларском районе Забайкальского края [14]. Для стабилизации и укрепления основания фундаментов машин, механизмов и несущих конструкций промышленного здания использовалась цементация грунтов через горизонтально-направленные скважины, расположенные под фундаментом на глубине 6,5–7,0 м.

Потенциально эффективным методом закрепления грунтов, используемых по принципу II, является струйная цементация, которую можно применять для одновременного оттаивания и закрепления путем глубинного перемешивания грунтов с раствором.

В работе [15] изложены результаты статических испытаний фрагментов грунтоцементных колонн в мерзлом грунте и результаты испытаний по определению прочности грунтоцемента, твердевшего при отрицательной температуре. Авторы полагают, что использование технологии струйной цементации в криолитозоне возможно и перспективно, а в определенных геотехнических условиях применение технологии позволит сократить сроки строительства и снизить экономические затраты.

Это отчасти подтверждается наличием разработанных НИИОСП в 1986 г. «Рекомендаций по устройству свайных фундаментов в вечномёрзлых грунтах с применением гидроструйной технологии» [16], в которых описана технология проходки скважин с помощью гидроструи под высоким давлением – до 20–40 МПа, а также методика расчета буронабивных свай с уширенной пятой в многолетнемёрзлых грунтах, в том числе свай, изготовленных с химическими добавками для обеспечения твердения бетона.

Цементация может применяться в трещиноватых скальных, крупнообломочных и гравелистых песчаных грунтах. Струйная цементация – во всем диапазоне гранулометрического состава грунтов (от крупнообломочных до мелкодисперсных глинистых грунтов). Достоинствами способов являются значительное улучшение характеристик грунта и возможность устройства грунтоцементных колонн. Недостатками – отсутствие достаточного опыта применения в мерзлых грунтах, ограниченное применение при отрицательных температурах из-за необходимости твердения растворов и возможность возникновения разнородности цементной матрицы.

Значимым научным направлением для исследований является устройство буронабивных и буроинъекционных свай в многолетнемёрзлых грунтах, используемых по принципу I, с сохранением мерзлого состояния грунтов, и по принципу II, с оттаиванием основания, при реконструкции зданий и сооружений в криолитозоне.

Возможность устройства буронабивных свай в многолетнемёрзлых грунтах, наряду с использованием буроопускных свай, всегда интересовала исследователей и строителей северных городов (Норильск, Якутск, Мирный, Воркута и др.). Вопросами устройства буронабивных свай в криолитозоне начиная с 1960 года занимались в Северном отделении НИИОСП, НИИЖБ, Институте мерзлотоведения им. П. И. Мельникова СО РАН, Якутском филиале Красноярского Промстройниипроекта.

В настоящее время в центре геокриологических и геотехнических исследований НИИОСП им. Н. М. Герсеванова ведется разработка способов устройства буронабивных и буроинъекционных свай в условиях отрицательной температуры многолетнемёрзлых грунтов путем использования различных составов раствора с химическими добавками.

Опубликованы результаты двух научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ [17–19], в рамках которых обобщены данные по значениям параметра расчетного сопротивления грунтов сдвигу на контакте с буровыми сваями, изготовленными с применением различных химических добавок. Проведены статические испытания опытных буронабивных свай на площадке в городе Якутске. Разработаны коэффициенты условия работы многолетнемёрзлых грунтов на боковой поверхности буровых свай.

Различные технологии устройства буронабивных и буроинъекционных свай могут применяться во всем диапазоне гранулометрического состава дисперсных грунтов, а также в скальных и крупнообломочных грунтах. Достоинствами способов являются снижение стоимости усиления фундамента, вариативность конструкции, возможность устройства уширений и возможность работы в стесненных условиях вентилируемого подполья. Недостатками – отсутствие достаточного опыта применения в мерзлых грунтах и необходимость обеспечения твердения растворов при отрицательных температурах.

Полученные в ходе анализа способов закрепления грунтов и усиления фундаментов результаты позволяют сделать вывод о необходимости увеличения объемов научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ, апробирования технологий на реальных

строительных объектах и разработки мероприятий по восстановлению эксплуатационной пригодности оснований и фундаментов на многолетнемерзлых грунтах.

Мероприятия по восстановлению эксплуатационной пригодности

Геотехнический мониторинг оснований и фундаментов в криолитозоне проводится в течение всего срока эксплуатации зданий [7]. Для установления причин деформирования строительных конструкций, в том числе основания и фундаментов, проводится обследование технического состояния. Далее выполняются расчеты конструкций по предельным состояниям, устанавливается наличие отказов строительного объекта в соответствии с ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения» [20].

Надежность работы здания определяется совместной работой основания, фундамента и надземных конструкций, а отказы в работе возникают в результате нарушения их надежной работы. В данном случае проводится реконструкция здания, выполняется закрепление грунтов основания или усиление строительных конструкций.

Отказы оснований могут возникать из-за отклонений от требований нормативных документов по изысканиям и проектированию, а также отклонений от проектной документации при строительстве и эксплуатации. Также они могут возникать в результате активизации опасных геологических процессов [21].

В результате проведенных работ определены основные причины возникновения отказов зданий в криолитозоне:

- снижение механических характеристик мерзлых грунтов при повышении температуры и активизации опасных геокриологических процессов;
- снижение механических характеристик мерзлых грунтов в результате воздействия подземных вод и техногенного замачивания;
- воздействие на фундаменты сил морозного пучения грунтов;
- деградация механических свойств материалов фундаментов при замачивании и переменном замерзании-оттаивании;
- проведение земляных работ в пределах или вблизи застройки.

Реконструкция зданий зачастую происходит в условиях стесненной застройки. Это предопределяет необходимость использования специального оборудования и способов производства работ. Возможность применения стандартных способов закрепления грунтов и усиления фундаментов зачастую отсутствует. Способ выбирается исходя из необходимости обеспечить совместную работу новых конструкций и материалов с основанием и существующими фундаментами и зависит от нагрузок, конструкции фундаментов, геокриологических и других условий.

В связи с этим следует регламентировать процессы определения отказов оснований и фундаментов на многолетнемерзлых грунтах, проведения обследования их технического состояния с учетом выбранного принципа использования грунтов, назначения компенсирующих мероприятий до наступления отказов, назначения мероприятий по восстановлению эксплуатационной пригодности.

В качестве компенсирующих мероприятий до наступления отказов при повышении температуры основания может выполняться контроль температуры внутреннего воздуха, дополнительная теплоизоляция перекрытия, повышение продуваемости подполья,

организация отвода поверхностных вод, ремонт коммуникаций (при утечках), расчистка снега, тепловизионная диагностика, ремонт, дозаправка, а при необходимости установка новых термостабилизирующих устройств.

При возникновении непредвиденных деформаций фундаментов в качестве компенсирующих мероприятий могут выполняться внеплановые ремонтно-восстановительные работы, рихтовка фундаментов, устройство дополнительной теплоизоляции и термостабилизаторов, организация отвода поверхностных вод.

Выводы

1. В результате работы установлено, что существует зависимость процентного отношения типа дефектов к их общему количеству от среднегодовой температуры приземного воздуха. Со снижением температуры воздуха увеличивается доля трещин в общем количестве дефектов. Развитие трещин связано в первую очередь с возникающими неравномерными деформациями фундаментов зданий при повышении температуры грунтов.

2. Действующие нормативно-технические документы не содержат требований по закреплению оснований и усилению фундаментов в криолитозоне. Перспективными способами являются электрохимическое закрепление и силикатизация, цементация и струйная цементация, использование буронабивных и буроинъекционных свай. При этом их основным недостатком является отсутствие достаточного опыта применения в мерзлых грунтах.

3. Полученные результаты говорят о необходимости увеличения объемов научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ, апробирования технологий на реальных строительных объектах и разработки нового свода правил «Основания и фундаменты зданий и сооружений на многолетнемерзлых грунтах. Обследование и восстановление эксплуатационной пригодности».

Список литературы

1. Куценко С.Ю., Павленко В.И., Платэ А.Н., Лексин А.Б. Особенности состояния жилищно-бытовых условий населения Арктической зоны Российской Федерации как одного из важнейших факторов устойчивого развития макрорегиона. Вестник Евразийской науки [интернет]. 2020;12(1):53. Режим доступа: <https://esj.today/PDF/79ECVN120.pdf>
2. Федеральная служба по гидрометеорологии и мониторингу окружающей среды (Росгидромет). Доклад об особенностях климата на территории Российской Федерации за 2023 год [интернет]. Москва; 2024. Режим доступа: https://cc.voeikovmgo.ru/images/dokumenty/2024/RF_Climate_report_2023_2.pdf.
3. Мельников В.П., Осипов В.И., Брушков А.В., Бадина С.В., Дроздов Д.С., Дубровин В.А. Оценка ущерба жилым и промышленным зданиям и сооружениям при изменении температур и оттаивании многолетнемерзлых грунтов в Арктической зоне Российской Федерации к середине XXI века. Геоэкология. Инженерная геология, гидрогеология, геокриология. 2021;(1):14–31. <https://doi.org/10.31857/s0869780921010070>
4. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* [интернет]. Режим доступа: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/14627/>
5. СП 24.13330.2021. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. Москва: Российский институт стандартизации; 2022. Режим доступа: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/142011/>
6. СП 45.13330.2017. Земляные сооружения, основания и фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 3.02.01-87 [интернет]. Режим доступа: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/14715/>
7. СП 25.13330.2020. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Актуализированная редакция СНиП 2.02.04-88 [интернет]. Режим доступа: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/117292/>

8. СП 496.1325800.2020. Основания и фундаменты зданий и сооружений на многолетнемерзлых грунтах. Правила производства работ [интернет]. Режим доступа: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/120034/>
9. Рекомендации по проектированию и устройству оснований и фундаментов с предпостроечным оттаиванием вечномерзлых грунтов. Москва: НИИОСП Госстроя СССР; 1974.
10. Руководство по технологии физико-химического укрепления промерзающих и оттаивающих грунтов. Москва: НИИОСП Госстроя СССР, Стройиздат; 1977.
11. Рекомендации по проектированию и применению в строительстве охлаждающих установок, работающих без энергетических затрат. Москва: НИИОСП Госстроя СССР; 1984.
12. Украинченко Д.А., Беловодский А.Ю., Бикситов Г.К. Обзор существующих методов улучшения свойств структурно неустойчивых грунтов. В: Университетский комплекс как региональный центр образования, науки и культуры: материалы Всероссийской научно-методической конференции (с международным участием), Оренбург, 25–27 января 2021 года. Оренбург: Оренбургский государственный университет; 2021, с. 460–466.
13. Технологии строительства в криолитозоне. Гидротехника. 2020;1(58):84.
14. Маковецкий О.А., Рубцова С.С. Особенности применения технологии Jet grouting в многолетнемерзлых грунтах. Фундаменты. 2022;3(9):32–34.
15. Алексеев А.Г., Зорин Д.В., Алексеенко В.А. Струйная цементация для устройства фундаментов на многолетнемерзлых грунтах. Промышленное и гражданское строительство. 2021;(8):27–32. <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2021.08.27-32>
16. Рекомендации по устройству свайных фундаментов в вечномерзлых грунтах с применением гидроструйной технологии. Москва: НИИОСП Госстроя СССР; 1986.
17. Алексеев А.Г., Зорин Д.В. Буровые сваи, затворенные с применением химических добавок, в многолетнемерзлых грунтах. Фундаменты. 2022;2(8):33–35.
18. Alekseev A.G., Sazonov P.M., Zorin D.V., Vinogradova S.A. Application of pile foundations in structurally unstable soils. MATEC Web of Conferences. 2019;265:05020. <https://doi.org/10.1051/mateconf/201926505020>
19. Alekseev A., Zorin D. Interaction of the augercast micropiles with permafrost. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2018;365:042056. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/365/4/042056>
20. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкции и оснований. Основные положения. Москва: Стандартинформ; 2019.
21. Рекомендации по проектированию и устройству оснований, фундаментов и подземных сооружений при реконструкции гражданских зданий и исторической застройки. Москва: Москомархитектура; 1998.

References

1. Kutsenko S.Y., Pavlenko V.I., Plate A.N., Leksin A.B. Features of housing and living conditions of the population of the Arctic zone of the Russian Federation as one of the most important factors of sustainable development. The Eurasian Scientific Journal [internet]. 2020;12(1):53. Available at: <https://esj.today/PDF/79ECVN120.pdf>. (In Russian).
2. State Hydrological Institute of the Federal Service for Hydrometeorology and Environmental Monitoring of the Russian Federation. Report on climate features in the territory of the Russian Federation for 2023 [internet]. Moscow; 2024. Available at: https://cc.voeikovmgo.ru/images/dokumenty/2024/RF_Climate_report_2023_2.pdf. (In Russian).
3. Melnikov V.P., Osipov V.I., Brouchkov A.V., Badina S.V., Drozdov D.S., Dubrovin V.A., et al. Damage assessment for residential and industrial buildings and structures due to temperatures change and permafrost thawing in the arctic zone of the Russian Federation by the middle of the XXI century. Geoekologiya. Inzhenernaya Geologiya. Gidrogeologiya. Geokriologiya. 2021;(1):14–31. (In Russian). <https://doi.org/10.31857/S0869780921010070>
4. СП 22.13330.2016. Soil bases of buildings and structures. Updated version of SNiP 2.02.01-83* [internet]. Available at: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/14627/> (In Russian).
5. СП 24.13330.2021. Pile foundations. Updated version of SNiP 2.02.03-85. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2020. Available at: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/142011/> (In Russian).
6. СП 45.13330.2017. Earthworks, Grounds and Footings. Updated version of SNiP 3.02.01-87 [internet]. Available at: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/14715/> (In Russian).

7. 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).
8. SP 496.1325800.2020. Soil bases and foundations of buildings and constructions on permafrost soils. Rules for production of works [internet]. Available at: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/120034/> (In Russian).
9. Recommendations for the design and installation of foundations and foundations with pre-construction thawing of permafrost soils. Moscow: NIIOSP Gosstroy of the USSR; 1974. (In Russian).
10. Manual on the technology of physico-chemical strengthening of freezing and thawing soils. Moscow: NIIOSP Gosstroy of the USSR, Stroyizdat Publ.; 1977. (In Russian).
11. Recommendations for the design and application in the construction of cooling installations operating without energy costs. Moscow: NIIOSP Gosstroy of the USSR; 1984. (In Russian).
12. *Ukrainchenko D.A., Belovodsky A.Y., Bixitov G.K.* Review of existing methods for improving the properties of structurally unstable soils. In: University complex as a regional center of education, science and culture: materials of the All-Russian Scientific and Methodological Conference (with international participation), Orenburg, January 25–27, 2021. Orenburg: Orenburg State University; 2021, pp. 460–466. (In Russian).
13. Construction technologies in the cryolithozone. The Hydrotechnika. 2020;(1(58)):84. (In Russian).
14. *Makovetsky O.A., Rubtsova S.S.* Features of the application of Jet grouting technology in permafrost soils. Foundations. 2022;(3(9)):32–34. (In Russian).
15. *Alekseev A.G., Zorin D.V., Alekseenko V.A.* Jet-cementation for the construction of foundations on permafrost soils. Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroitel'stvo = Industrial and Civil Engineering. 2021;(8):27–32. (In Russian). <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2021.08.27-32>
16. Recommendations for the installation of pile foundations in permafrost soils using hydrojet technology. Moscow: NIIOSP Gosstroy of the USSR; 1986. (In Russian).
17. *Alekseev A.G., Zorin D.V.* Drilling piles closed with the use of chemical additives in permafrost soils. Foundations. 2022;(2(8)):33–35. (In Russian).
18. *Alekseev A.G., Sazonov P.M., Zorin D.V., Vinogradova S.A.* Application of pile foundations in structurally unstable soils. MATEC Web of Conferences. 2019; 265:05020. <https://doi.org/10.1051/mateconf/201926505020>
19. *Alekseev A., Zorin D.* Interaction of the augercast micropiles with permafrost. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2018;365:042056. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/365/4/042056>
20. State Standard 27751-2014. Reliability for constructions and foundations. General principles. Moscow: Standartinform Publ.; 2019. (In Russian).
21. Recommendations on the design and construction of foundations, foundations and underground structures during the reconstruction of civil buildings and historical buildings. Moscow: Moskomarchitecture; 1998. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Андрей Григорьевич Алексеев, д-р техн. наук, начальник центра геокриологических и геотехнических исследований, НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство»; доцент кафедры механики грунтов и геотехники, НИУ МГСУ, Москва

e-mail: adr-alekseev@yandex.ru

тел.: +7 (926) 129-71-01

Andrey G. Alekseev, Dr. Sci. (Engineering), Head of the Center for Geocryological and Geotechnical Research, Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction; Associate Professor, Department of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow

e-mail: adr-alekseev@yandex.ru

tel.: +7 (926) 129-71-01

Павел Михайлович Сазонов, заведующий сектором проектирования и геокриологических исследований лаборатории механики мерзлых грунтов и расчета оснований (№ 8), НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: sazonov-pm@yandex.ru

тел.: +7 (926) 914-57-47

Pavel M. Sazonov, Head of the Design and Geocryological Research Sector, Laboratory of Frozen Soil Mechanics and Foundation Calculation Methods (No. 8), Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: sazonov-pm@yandex.ru
tel.: +7 (926) 914-57-47

Дмитрий Васильевич Зорин✉, ведущий инженер сектора проектирования и геокриологических исследований лаборатории механики мерзлых грунтов и расчета оснований (№ 8), НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: zorinsved@mail.ru
тел.: +7 (915) 117-65-34

Dmitry V. Zorin✉, Leading Engineer, Design and Geocryological Research Sector, Laboratory of Frozen Soil Mechanics and Foundation Calculation Methods (No. 8), Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: zorinsved@mail.ru
tel.: +7 (915) 117-65-34

Анастасия Андреевна Алексеева, инженер центра геокриологических и геотехнических исследований, НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: n.alexeewa20082001@gmail.com
тел.: +7 (925) 704-28-64

Anastasia A. Alekseeva, Engineer, Center for Geocryological and Geotechnical Research, Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: n.alexeewa20082001@gmail.com
tel.: +7 (925) 704-28-64

Илья Александрович Дымченко, инженер сектора проектирования и геокриологических исследований лаборатории механики мерзлых грунтов и расчета оснований (№ 8), НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: 89212002055i@gmail.com
тел.: +7 (921) 200-20-55

Ilya A. Dymchenko, Engineer, Design and Geocryological Research Sector, Laboratory of Frozen Soil Mechanics and Foundation Calculation Methods (No. 8), Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: 89212002055i@gmail.com
tel.: +7 (921) 200-20-55

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

МЕТОДИКА ПРОГНОЗИРОВАНИЯ ЗНАЧЕНИЙ СЕЗОННО-ТАЛОГО СЛОЯ В РАЙОНАХ РАСПРОСТРАНЕНИЯ МНОГОЛЕТНЕМЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ С УЧЕТОМ ИХ ДЕГРАДАЦИИ ПРИ КЛИМАТИЧЕСКОМ ПОТЕПЛЕНИИ

А.Г. АЛЕКСЕЕВ^{1,2,✉}, д-р техн. наук
П.М. САЗОНОВ¹
В.Г. РЯБУХИНА¹

¹ Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений (НИИОСП) им. Н.М. Герсеванова «НИЦ «Строительство», Рязанский проспект, д. 59, 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

Аннотация

Введение. Происходящие климатические изменения в криолитозоне, связанные с глобальным потеплением, оказывают серьезные воздействия на температурный режим и глубину сезонного оттаивания многолетнемерзлых грунтов. В принятой практике проектирования при расчетах фундаментов принимается постоянная расчетная величина глубины сезонного оттаивания, хотя в реальности она меняется и может превысить проектные значения. Действующие нормативные требования по проектированию не учитывают данное изменение, что подтверждает актуальность проведенного исследования.

Цель. Разработка методики прогнозирования изменения мощности слоя сезонного оттаивания в зависимости от климатических параметров, изменяющихся при потеплении.

Материалы и методы. Анализ современной научно-технической, нормативной, методической литературы, архивных данных метеорологических станций России, определение зависимости изменения глубины сезонного оттаивания от времени, разработка методики прогнозирования изменения мощности слоя сезонного оттаивания в зависимости от климатических параметров, изменяющихся при потеплении, и предложения по использованию результатов при разработке нормативно-технических документов.

Результаты. Глубина сезонного оттаивания существенно влияет на стоимость и объемы работ по возведению фундаментов и планировке территории. Существующая методика расчета не позволяет учесть тенденции изменения климата. На территории криолитозоны России происходит повышение температуры грунтов и увеличение глубин сезонного оттаивания. Наибольшая сходимости результатов расчета с натурными наблюдениями получена при расчетах в теплотехнической программе Борей 3D с учетом изменения климата.

Выводы. Глубину оттаивания следует определять в теплотехнической программе с учетом изменения климата. Определение глубины заложения подошвы фундамента, прочностные и деформационные расчеты следует проводить с учетом изменения глубины оттаивания в процессе эксплуатации и влияния глобального потепления.

Ключевые слова: многолетнемерзлый грунт, сезонно-талый слой, глобальное потепление, теплотехнический расчет, температура грунтов

Для цитирования: Алексеев А.Г., Сазонов П.М., Рябухина В.Г. Методика прогнозирования значений сезонно-талого слоя в районах распространения многолетнемерзлых грунтов с учетом их деградации при климатическом потеплении. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2024;43(4):81–92. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-81-92](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-81-92)

Вклад авторов

Алексеев А.Г. – научное руководство.

Сазонов П.М. – постановка задачи, общее руководство.

Рябухина В.Г. – проведение исследования, написание статьи.

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 11.11.2024

Поступила после рецензирования 02.12.2024

Принята к публикации 05.12.2024

METHODOLOGY FOR FORECASTING THE VALUES OF SEASONAL THAW LAYER IN PERMAFROST AREAS CONSIDERING THEIR DEGRADATION UNDER CLIMATE WARMING

A.G. ALEKSEEV^{1,2,✉}, Dr. Sci. (Engineering)

P.M. SAZONOV¹

V.G. RYABUKHINA¹

¹Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Ryazanskiy ave., 59, Moscow, 109428, Russian Federation

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

Abstract

Introduction. The ongoing climate changes in the permafrost zone associated with global warming significantly impact the temperature regime and the depth of seasonal thawing of permafrost soils. In current design practices, a constant calculated value for the depth of seasonal thawing is adopted; however, in reality, it varies and may exceed the design values. Existing regulatory requirements for design neglect this variation, which underscores the relevance of the study.

Aim. To develop a methodology for forecasting changes in the thickness of the seasonal thaw layer based on climate parameters altering with warming.

Materials and methods. The methodology of the study involved an analysis of contemporary scientific and technical literature, regulatory documents, methodological literature, and archival data from meteorological stations across Russia; determination of the relationship between changes in the depth of seasonal thawing over time; development of a forecasting methodology for changes in the thickness of the seasonal thaw layer based on climate parameters affected by warming; recommendations for utilizing the results in the development of regulatory and technical documents.

Results. The depth of seasonal thawing significantly affects the cost and scope of foundation construction and land planning works. The existing calculation methodology fails to account for climate change trends.

The permafrost zone of Russia displays an increase in the temperature of soils and the depth of seasonal thawing. The highest convergence of calculated results with field observations was achieved using the Borey 3D heat engineering program while considering climate change.

Conclusions. The depth of thawing is to be determined using a heat engineering program that accounts for climate change. Determination of the foundation bottom depth, as well as strength and deformation calculations, are to consider changes in thaw depth during operation and the impact of global warming.

Keywords: permafrost soil, seasonal thaw layer, global warming, thermotechnical calculation, soil temperature

For citation: Alekseev A.G., Sazonov P.M., Ryabukhina V.G. Methodology for forecasting the values of seasonal thaw layer in permafrost areas considering their degradation under climate warming. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2024;43(4):81–92. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-81-92](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-81-92)

Authors contribution statement

Alekseev A.G. – academic advising.

Sazonov P.M. – problem statement, general guidance.

Ryabukhina V.G. – conducting research, writing the article.

Funding

The study was carried out within the framework of contractual works of 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 11.11.2024

Revised 02.12.2024

Accepted 05.12.2024

Введение

Происходящие климатические изменения в зоне распространения многолетнемерзлых грунтов, связанные с глобальным потеплением климата, оказывают серьезные воздействия на природные, хозяйственные и социальные системы российской криолитозоны. Как показали результаты комплекса научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ, проведенных НИИОСП им. Н. М. Герсеева [1], температурный режим грунтов повышается, что приводит к увеличению глубины сезонного оттаивания. Наиболее значимым фактором, оказывающим негативное влияние на состояние многолетнемерзлых грунтов, является повышение температуры, происходящее по различным причинам, таким как естественное повышение температуры приземного воздуха, изменение почвенно-растительного и снежного покровов, техногенное влияние.

Значение глубины сезонного оттаивания широко используется при проектировании оснований и фундаментов в зоне распространения многолетнемерзлых грунтов. Неправильное определение глубины оттаивания может привести к деформированию фундаментов зданий и сооружений. Например, в случае свайного фундамента – к увеличению касательных сил морозного пучения грунтов, в случае плитного фундамента – к неучтенному оттаиванию грунтов под подошвой фундамента, возникновению нормальных сил пучения грунтов.

Это делает актуальной задачу по разработке методики прогнозирования мощности сезонно-талого слоя в районах распространения многолетнемерзлых грунтов с учетом их деградации при климатическом потеплении.

В рамках НИР выполнено следующее:

- обзор и анализ современной научно-технической, нормативной и методической литературы, в том числе нормативных требований и расчетов, в которых используется значение глубины сезонного оттаивания;
- обзор и анализ архивных данных по замерам температуры грунтов и замерам глубины слоя сезонного оттаивания;
- проведение расчетов по существующей инженерной методике и теплотехнических прогнозных расчетов с учетом сценариев изменения климата, анализ и сопоставление полученных результатов с архивными данными;
- оценка влияния глубины оттаивания на проектирование оснований и фундаментов в зоне распространения многолетнемерзлых грунтов, в том числе на глубину заложения фундамента, несущую способность свай и на действие сил морозного пучения грунтов;
- разработка методики прогнозирования изменения мощности слоя сезонного оттаивания в зависимости от климатических параметров на основании анализа полученных данных;
- разработка предложений по внесению изменений в существующую нормативную документацию.

Обзор и анализ современной научно-технической, нормативной и методической литературы

Существующая инженерная методика определения глубины сезонного оттаивания, представленная в СП 25.13330.2020 [2], учитывает текущие климатические параметры по СП 131.13330.2020 [3], которые рассчитаны за период 1998–2018 гг.

Наблюдаемая тенденция повышения приземной температуры воздуха начиная с 1960-х годов оказывает влияние на формирование температурного режима и глубины сезонно-талого слоя грунтов в криолитозоне, о чем указывает в своей статье А.В. Павлов [4], при этом низкотемпературные мерзлые грунты претерпевали бóльшие изменения, чем высокотемпературные, что подтверждается в статье С.П. Варламова [5].

В статьях П.П. Гаврильева [6, 7] рассматривается влияние потепления климата на грунты в Центральной Якутии и подтверждается, что на естественных ландшафтах вплоть до 2007 года наблюдается незначительное изменение геофизиологических условий несмотря на значительное повышение среднегодовых температуры приземного воздуха (на 1,5–2 °С). Однако в зонах сельскохозяйственных ландшафтов наблюдается как повышение температуры грунтов на 1,5–2 °С, так и резкое увеличение глубины сезонного оттаивания на 3–16 см в год, что привело к образованию зон несливающейся мерзлоты. Негативное влияние на температурный режим грунтов антропогенного фактора также описывает А.Х. Сариев [8].

Анализ современных наблюдений, описанных в статьях Н.Д. Самохвалова [9], С.А. Белцан [10], С.П. Варламова [11], Е.А. Бабкиной [12], А.А. Маслакова [13], показывает сохранение тренда повышения температуры грунтов и увеличения глубины сезонного оттаивания со временем из-за меняющихся климатических факторов.

Также в перечисленных источниках отмечается значительное влияние на формирование температурного режима грунтов, характера и мощности снегонакопления, влажности и структуры грунтов, наличия и типа растительности на поверхности.

Наименьшие изменения глубин сезонного оттаивания характерны для болотистой местности за счет застойного водного режима и, как следствие, повышенной льдистости поверхностных грунтов. Наибольшие изменения наблюдаются в сухих песках: до 49 см за период с 1975 по 2022 год [9].

По результатам наблюдений в г. Салехарде отмечено сильное влияние снежного покрова. В период с 2016 по 2018 год глубина сезонного талого слоя практически не менялась, а в 2019–2020 годах произошло резкое увеличение глубины оттаивания на 10–35 см, что обусловлено аномальными осадками высотой, превышающей предыдущий период наблюдений почти в 2 раза [10].

В статье [11] отмечается охлаждающее влияние на грунты вследствие затенения поверхности участка исследования за счет разрастания деревьев и кустарников.

В источнике [13] представлены результаты комплексного исследования параметров сезонно-талого слоя в районе Восточной Чукотки. В рамках работы выполнялись измерения температуры и влажности грунтов, глубины оттаивания и деформаций поверхности на двух площадках в период с 2000 по 2019 год. Скорость увеличения глубины оттаивания составила 0,7–1,8 см в год, при этом отмечено, что величина осадки почвы при оттаивании не компенсировалась за счет морозного пучения грунтов в зимний период и имела накопительный эффект. Средние осадки поверхности составили 2,2 см в год.

В своей работе С. Н. Булдович [14] предлагает методику расчета для оценки риска увеличения слоя оттаивания и возможности начала деградации многолетнемерзлых грунтов за счет техногенного воздействия на геокриологические условия. Описанная методика применима для предварительной оценки изменения состояния многолетнемерзлых грунтов при воздействии различных внешних фактов.

В статье А. Г. Алексеева [15] приведен сравнительный анализ методик расчета глубины сезонного промерзания грунта. Наиболее достоверные результаты расчетов получены по методикам, в которые заложена формула Стефана с учетом снежного покрова.

Обзор отечественных работ по вопросу расчета глубины сезонного оттаивания позволяет сделать следующие выводы:

1. Глубина сезонного оттаивания является важным параметром при проектировании оснований и фундаментов на многолетнемерзлых грунтах. Данный параметр участвует в прочностных расчетах, влияет на отметку заглубления фундаментов, определяет величину касательных сил морозного пучения грунтов, мощность отсыпки и другие параметры. Таким образом, глубина оттаивания существенно влияет на стоимость и объемы работ по возведению фундаментов и планировке территории. В настоящее время в принятой практике проектирования при расчетах принимается постоянная расчетная величина глубины сезонного оттаивания, хотя в реальности она меняется из-за влияния глобального потепления и может превысить проектные значения. Действующие нормативные требования по проектированию не учитывают данное изменение.

2. При анализе нормативной базы по проектированию на основаниях, сложенных многолетнемерзлыми грунтами, выявлено, что методика расчета, представленная в СП 25.13330.2020 [2], не позволяет учесть существующие тенденции изменения климатических параметров.

3. Многочисленные исследования в различных регионах севера Российской Федерации свидетельствуют о повышении температуры многолетнемерзлых грунтов и увеличении глубины сезонного оттаивания вследствие изменения климатических условий и техногенного фактора.

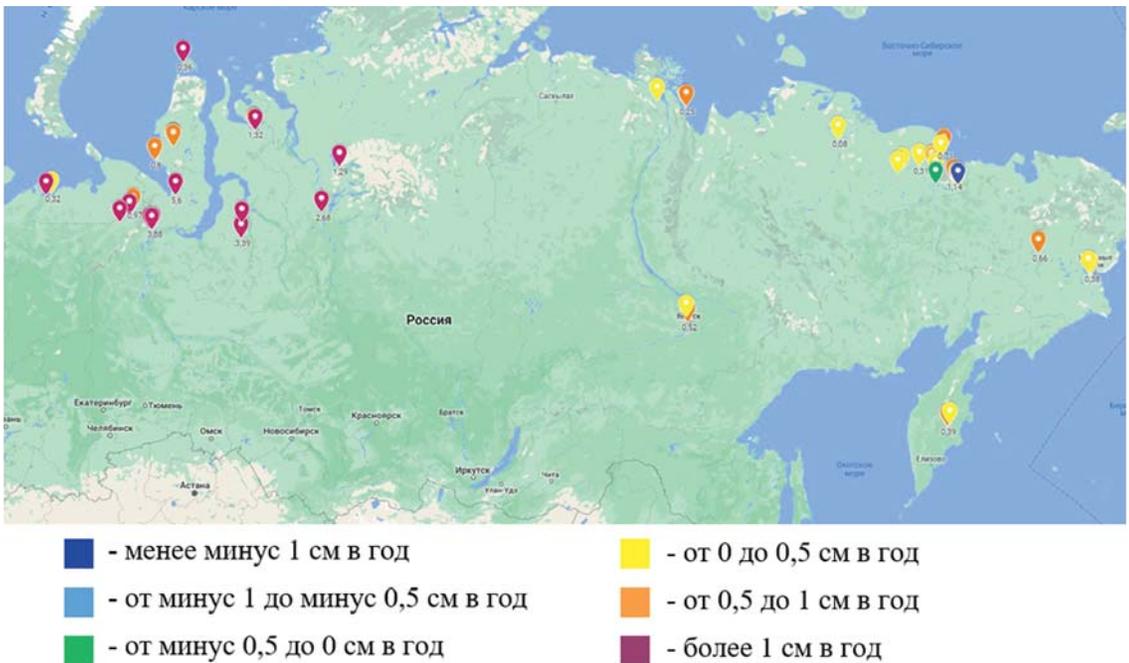


Рис. 2. Карта с указанием среднегодовых изменений глубины сезонного оттаивания
Fig. 2. Map showing the average annual changes in the depth of seasonal thawing

Для анализа динамики изменения мощности сезонно-талого слоя выбрано 53 наблюдательных полигона, в которых выполнено не менее 5 замеров.

На основании линейного анализа данных получены значения среднегодовых изменений глубины слоя сезонного оттаивания. В большинстве пунктов выявлено увеличение слоя сезонного оттаивания за период наблюдений. Максимальный тренд отмечен в научно-исследовательской стационаре «Еркута» и составляет 5,6 см в год, минимальный – на метеостанции Родинка и составляет минус 1,03 см в год. Средний тренд на территории криолитозоны Российской Федерации составляет 1 см в год.

На рис. 2 приведена карта с указанием среднегодовых изменений глубины сезонного оттаивания, вычисленных по линейному тренду за весь период наблюдений.

На основании проведенного анализа можно сделать вывод, что на территории криолитозоны Российской Федерации происходят существенные изменения геокриологических условий, что выражается в повышении температуры грунтов и увеличении глубин сезонного оттаивания.

Методика прогнозирования мощности слоя сезонного оттаивания грунта во времени с учетом изменения климата

В рамках работы проведено 80 расчетов по существующей инженерной методике определения глубины сезонного оттаивания, 160 расчетов в теплотехнической программе при стационарном климатическом режиме и с учетом трех сценариев изменения температуры приземного воздуха, согласно данным Климатического центра Росгидромета [16], для четырех типов грунта: песка, супеси, суглинка и глины.

Проведена оценка влияния глубины оттаивания грунта на проектирование оснований и фундаментов в зоне распространения многолетнемерзлых грунтов. Рассмотрено влияние глубины оттаивания на следующие аспекты проектирования:

- определение глубины заложения фундамента;
- расчет несущей способности висячей сваи;
- расчет на действие сил морозного пучения грунтов.

В качестве репрезентативных на рис. 3 приведены графики изменения глубины сезонного оттаивания грунта для вахтового поселка Бованенково, полученные по результатам тепло-технического расчета в программном комплексе с учетом различных сценариев изменения климата.

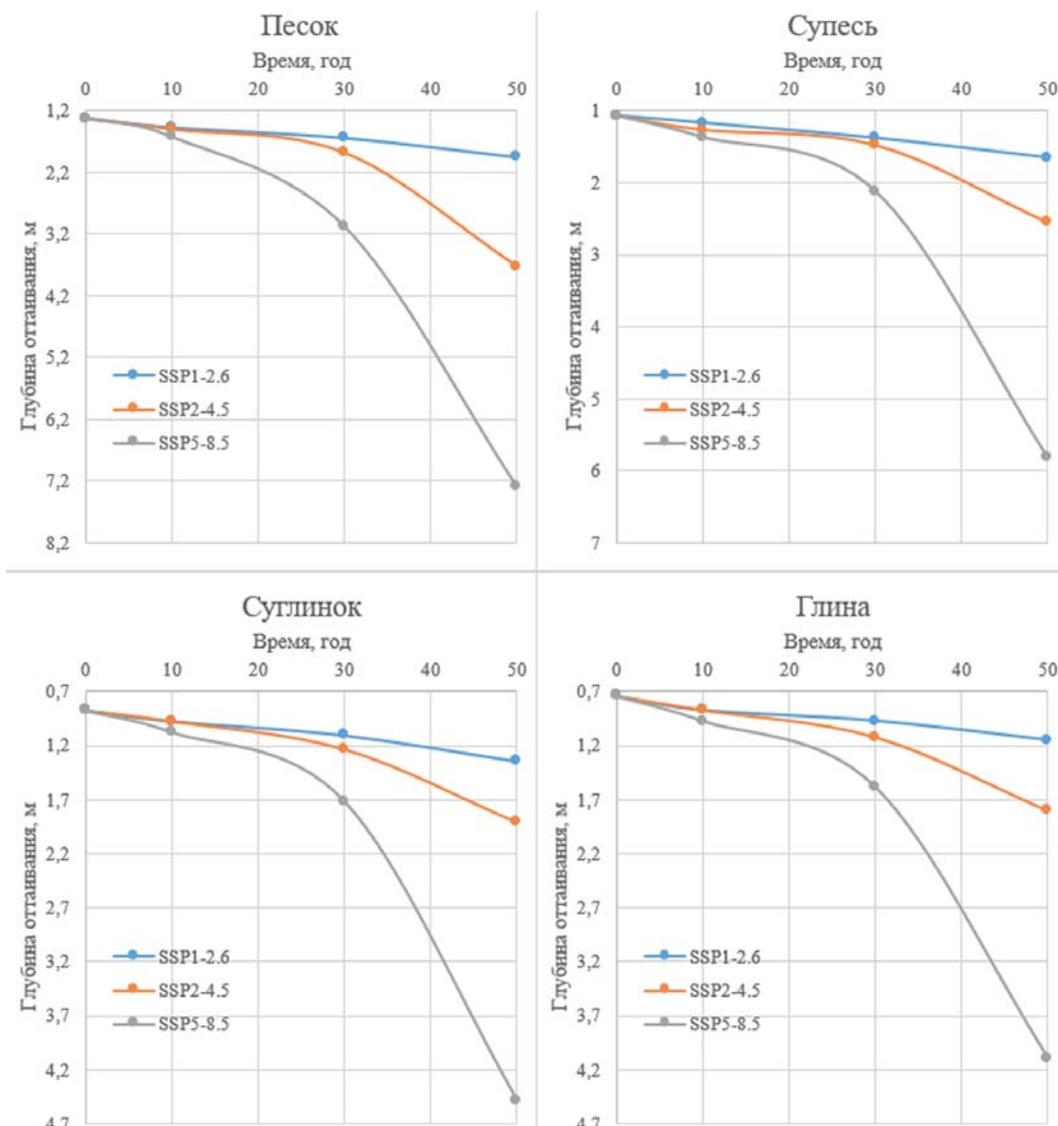


Рис. 3. Графики изменения глубины оттаивания грунта, п. Бованенково (Российская Федерация)
Fig. 3. Graphs showing changes in soil thaw depth, Bovanenkovo (Russian Federation)

По результатам анализа полученных данных сделан вывод, что при температуре грунтов на глубине нулевых амплитуд ниже минус 4 °С существующая расчетная методика СП 25.13330.2020 [2] показывает большую глубину оттаивания, чем при расчетах в теплотехнической программе. Однако при температуре грунтов на глубине нулевых амплитуд выше минус 4 °С большая глубина оттаивания получена при расчетах в теплотехнической программе с учетом сценариев изменения климата.

Опираясь на полученные данные, при температуре грунтов на глубине нулевых амплитуд выше минус 4 °С на стадии проектирования рекомендуется определять глубину оттаивания как по существующей инженерной методике, так и с помощью моделирования в теплотехнической программе с учетом тренда повышения температуры приземного воздуха.

Анализ показал, что наибольшая сходимость результатов расчета с натурными наблюдениями получена при расчетах со сценарием изменения климата SSP1-2.6.

Для расчетов оснований и фундаментов следует использовать наибольшее значение глубины оттаивания из полученных.

Заложение подошвы фундамента следует определять с учетом изменения глубины оттаивания в процессе эксплуатации и с учетом влияния глобального потепления.

По результатам прочностных расчетов фундаментов получено, что при проектировании по существующей инженерной методике к концу эксплуатации устойчивость фундамента не будет обеспечена, что приведет к недопустимым деформациям и разрушению конструкций сооружения. Следовательно, при выполнении проектных расчетов необходимо учитывать глобальное потепление климата и динамику изменения глубины оттаивания во времени.

Выводы и предложения по внесению изменений в существующую нормативную документацию

Анализ литературы и существующей инженерной методики показал, что глубина сезонного оттаивания является важным параметром при проектировании оснований и фундаментов на многолетнемерзлых грунтах и существенно влияет на стоимость и объемы работ по возведению фундаментов и планировке территории. Методика расчета, представленная в СП 25.13330.2020 [2], не позволяет учесть существующие тенденции изменения климатических параметров.

Согласно архивным данным, на территории криолитозоны Российской Федерации происходят существенные изменения геоэкологических условий, что выражается в повышении температуры грунтов и увеличении глубин сезонного оттаивания.

Результаты выполненных расчетов глубины оттаивания грунтов показали, что при температуре грунтов на глубине нулевых амплитуд выше минус 4 °С большая глубина оттаивания получена при расчетах в теплотехнической программе с учетом сценариев изменения климата. Наибольшая сходимость результатов расчета с натурными наблюдениями получена при расчетах со сценарием изменения климата SSP1-2.6.

Определение глубины заложения подошвы фундамента, прочностные и деформационные расчеты следует определять с учетом изменения глубины оттаивания в процессе эксплуатации и влияния глобального потепления.

Учитывая полученные результаты НИР, предлагается внести следующее изменение в СП 25.13330.2020 [2]:

«Г. 1 При температурах грунтов на глубине нулевых амплитуд выше минус 4 °С на стадии проектирования следует определять глубину сезонного оттаивания как по инженерной методике по формулам (Г. 1) или (Г. 3), так и с помощью моделирования в теплотехнической программе с учетом тренда повышения температур приземного воздуха по сценарию изменения климата SSP1-2.6 в соответствии с трендом будущих изменений климата на территории России с помощью ансамбля глобальных климатических моделей CMIP6, представленных на официальном сайте Климатического центра Росгидромета.

Для проектирования и расчетов оснований и фундаментов следует использовать наибольшее значение глубины сезонного оттаивания из полученных по результатам расчетов по инженерной методике и в теплотехнической программе с учетом динамики изменения глубины сезонного оттаивания по времени.

При температурах грунтов на глубине нулевых амплитуд ниже минус 4 °С допускается определять глубину сезонного оттаивания только по формулам (Г. 1) или (Г. 3)».

Список литературы

1. Алексеев А.Г., Зорин Д.В. Прогнозирование температурного состояния мерзлых грунтов в связи с изменением климата. Вестник НИЦ «Строительство». 2019;23(4):44–49.
2. СП 25.13330.2020. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Актуализированная редакция СНиП 2.02.04-88 [интернет]. Режим доступа: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/117292/>
3. СП 131.13330.2020. Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99. Москва: Минстрой России; 2020.
4. Павлов А.В., Ананьева Г.В., Дроздов Д.С., Москаленко Н.Г., Дубровин В.А., Какунов Н.Б., и др. Мониторинг сезонно-талого слоя и температуры мерзлого грунта на севере России. Криосфера земли. 2002;6(4):30–39.
5. Варламов С.П., Скрябин П.Н. Динамика теплового состояния грунтов мерзлотных ландшафтов центральной Якутии. Известия Самарского научного центра Российской академии наук. 2012;14(1):2040–2044.
6. Гаврильев П.П., Угаров И.С., Ефремов П.В. Криогенные процессы и изменение устойчивости пород ледового комплекса в Центральной Якутии при современном изменении климата. Наука и образование. 2005;(4):84–87.
7. Гаврильев П.П., Угаров И.С. Реакция пород ледового комплекса Центральной Якутии на потепление климата. Криосфера земли. 2009;13(1):24–30.
8. Сариев А.Х., Федина Е.В. Динамика изменения сезонно-талого слоя в условиях промышленного освоения Енисейского Севера. Экология и промышленность России. 2018;18(11):46–50. <https://doi.org/10.18412/1816-0395-2018-11-46-50>
9. Самохвалов Н.Д., Васильев А.А. Исследования сезонно-талого слоя в типичной тундре Западного Ямала. В: К познанию цельного образа криосферы Земли: изучение природных явлений и ресурсного потенциала Арктики и Субарктики: сб. материалов Всерос. науч.-практ. конф. с международным участием, Тюмень, 29–30 ноября 2023 г. Тюмень: ТюмГУ-Press; 2023, с. 61–63.
10. Белецан С.А., Доронкина И.Г. Влияние глубины сезонно-талого слоя на инфраструктуру городов Крайнего Севера. В: Наука, образование, производство для противодействия техногенным угрозам и решения экологических проблем (Техносферная безопасность-2023): Материалы XX Междунар. науч.-практ. конф., Уфа, 30–31 мая 2023 г. Уфа: Уфимский университет науки и технологий; 2023, с. 223–227.
11. Варламов С.П., Скачков Ю.Б., Скрябин П.Н., Балута В.И. Многолетняя изменчивость термического состояния верхних горизонтов криолитозоны Центральной Якутии. Природные ресурсы Арктики и Субарктики. 2023;28(3):398–414. <https://doi.org/10.31242/2618-9712-2023-28-3-398-414>
12. Бабкина Е.А., Хомутов А.В., Бабкин Е.М., Лейбман М.О. Мониторинг глубины протаивания и температуры многолетнемерзлых пород на севере Ямало-Ненецкого АО. Рельеф и четвертичные образования Арктики, Субарктики и Северо-Запада России. 2022;(9):20–28. <https://doi.org/10.24412/2687-1092-2022-9-20-28>

13. *Маслаков А.А., Комова Н.Н.* Деградация льдистых отложений приморских равнин Восточной Чукотки при современных климатических условиях. Рельеф и четвертичные образования Арктики, Субарктики и Северо-Запада России. 2019;(6):113–117. <https://doi.org/10.24411/2687-1092-2019-10615>
14. *Булдович С.Н.* Оценка устойчивости многолетнемерзлых пород к техногенным воздействиям при освоении северных территорий России. Вестник РУДН, серия Экология и безопасность жизнедеятельности. 2012;(1):47–60.
15. *Алексеев А.Г.* Расчет глубины сезонного промерзания грунтов инженерными и численными методами. Вестник НИЦ «Строительство». 2024;(3):56–82. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-3\(42\)-56-82](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-3(42)-56-82)
16. Климатический центр Росгидромета [интернет]. Режим доступа: <https://cc.voeikovmgo.ru/ru/> (дата доступа: 10.08.2024);
17. Всероссийский научно-исследовательский институт гидрометеорологической информации – Мировой центр данных [интернет]. Режим доступа: <http://meteo.ru/data/> (дата доступа: 01.07.2024).
18. Циркумполярная сеть мониторинга активных слоев – CALM [интернет]. Режим доступа: <https://www2.gwu.edu/~calm/> (дата доступа: 01.07.2024).

References

1. *Alekseev A., Zorin D.* Prediction of the thermal state of frozen soils in connection with climate change. Vestnik NIC Stroitel`stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2019;23(4):44–49. (In Russian).
2. 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).
3. SP 131.13330.2020. Building climatology. Updated version of SNiP 23-01-99. Moscow: Ministry of Construction of Russia; 2020. (In Russian).
4. *Pavlov A.V., Ananyeva G.V., Drozdov D.S., Moskalenko N.G., Dubrovin V.A., Kakunov N.B., et al.* Monitoring of the seasonal melt layer and temperature of frozen soil in the north of Russia. Earth's Cryosphere. 2002;5(4):30–39. (In Russian).
5. *Varlamov S.P., Scriabin P.N.* Dynamics of the soil thermal state in permafrost landscapes in Central Yakutia. Izvestia of Samara Scientific Center of the Russian Academy of Sciences. 2012;14(1):2040–2044. (In Russian).
6. *Gavrilyev P.P., Ugarov I.S., Efremov P.V.* Cryogenic processes and changes in the stability of rocks of the ice complex in Central Yakutia under modern climate change. Nauka i Obrazovanie = Science and Education. 2005;(4):84–87. (In Russian).
7. *Gavrilyev P.P., Ugarov I.S.* Reaction of rocks of the ice complex of Central Yakutia to climate warming. Earth's Cryosphere. 2009;13(1):24–30. (In Russian).
8. *Sariev A., Fedina E.* Dynamics of Change of the Seasonally Thawing Layer in the Conditions of Industrial Development of the Yenisei North. Ecology and Industry of Russia. 2018;22(11):46–50. (In Russian). <https://doi.org/10.18412/1816-0395-2018-11-46-50>
9. *Samokhvalov N.D., Vasiliev A.A.* Studies of the active layer in the typical tundra of Western Yamal. In: Towards the knowledge of the integral image of the Earth's cryosphere: the study of natural phenomena and the resource potential of the Arctic and Subarctic: collection of materials of the All-Russian Scientific and Practical Conference with international participation, Tyumen, November 29–30, 2023 Tyumen: TyumGU-Press; 2023, pp. 61–63. (In Russian).
10. *Beletsan S.A., Doronkina I.G.* The influence of the seasonal thaw layer depth on the infrastructure of the far North Cities. In: Science, education, production to counter man-made threats and solve environmental problems (Technosphere safety-2023): Proceedings of the XX International Scientific and Practical Conference, Ufa, May 30–31, 2023 Ufa: Ufa University of Science and Technology; 2023, pp. 223–227. (In Russian).
11. *Varlamov S.P., Skachkov Yu.B., Skryabin P.N., Baluta V.I.* Long-term variability of the thermal state in the upper horizons of the cryolithozone in Central Yakutia. Arctic and Subarctic Natural Resources. 2023;28(3):398–414. (In Russian). <https://doi.org/10.31242/2618-9712-2023-28-3-398-414>
12. *Babkina E.A., Khomutov A.V., Babkin E.M., Leibman M.O.* Monitoring of active layer depth and permafrost temperature in the north of Yamal-Nenets AD. Relief and Quaternary deposits of the Arctic, Subarctic and North-West Russia. 2022;(9):20–28. (In Russian).

13. *Maslakov A.A., Komova N.N.* Degradation of ice-rich deposits of Eastern Chukotka coastal plains during contemporary climate conditions. Relief and Quaternary deposits of the Arctic, Subarctic and North-West Russia. 2019;(6):113–117. (In Russian).
14. *Buldovich S.N.* Estimation of stability permafrost rocks against technogenic attack during mastering the north territory of Russia. RUDN Journal of Ecology and Life Safety. 2012;(1):47–60. (In Russian).
15. *Alekseev A.G.* Calculation of seasonal soil freezing depth by engineering and numerical methods. Vestnik NIC Stroitel`stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2024;42(3):56–82. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-3\(42\)-56-82](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-3(42)-56-82)
16. The Climate center of Roshydromet [internet]. Available at: <https://cc.voeikovmgo.ru/ru/> [accessed: 08 October 2024]. (In Russian).
17. All-Russian Scientific Research Institute of Hydrometeorological Information – World Data Center [internet]. Available at: <http://meteo.ru/data/> [accessed: 07 January 2024]. (In Russian).
18. Circumpolar Active Layer Monitoring Network – CALM [internet]. Available at: <https://www2.gwu.edu/~calm/> [accessed: 01 July 2024]. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Андрей Григорьевич Алексеев , д-р техн. наук, начальник центра геокриологических и геотехнических исследований, НИИОСП им. Н.М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство»; доцент кафедры механики грунтов и геотехники, НИУ МГСУ, Москва
e-mail: adr-alekseev@yandex.ru

Andrey G. Alekseev , Cand. Sci. (Engineering), Head of the Center for Geocryological and Geotechnical Research, Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction; Associate Professor, Department of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow
e-mail: adr-alekseev@yandex.ru

Павел Михайлович Сазонов, заведующий сектором проектирования и геокриологических исследований лаборатории механики мерзлых грунтов и расчета оснований (№ 8), НИИОСП им. Н.М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: sazonov-pm@yandex.ru

Pavel M. Sazonov, Head of the Design and Geocryological Research Sector, Laboratory of Frozen Soil Mechanics and Foundation Calculation Methods (No. 8), Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: sazonov-pm@yandex.ru

Вероника Геннадьевна Рябухина, инженер сектора проектирования и геокриологических исследований лаборатории механики мерзлых грунтов и расчета оснований (№ 8), НИИОСП им. Н.М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: nickadegrik@mail.ru

Veronika G. Ryabukhina, Engineer, Design and Geocryological Research Sector, Laboratory of Frozen Soil Mechanics and Foundation Calculation Methods (No. 8), Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: nickadegrik@mail.ru

 Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-93-109](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-93-109)
УДК 624.138.232.1

EDN: РТЕСКЕ

ИССЛЕДОВАНИЕ ВОПРОСОВ ОПЕРАТИВНОГО КОНТРОЛЯ СТРУЙНОЙ ЦЕМЕНТАЦИИ ГРУНТОВ ПО ПАРАМЕТРАМ ГРУНТОЦЕМЕНТНОЙ ПУЛЬПЫ

Д.В. АНТОНЕНКО^{1,2,✉}А.В. ШАПОШНИКОВ², канд. техн. наукА.И. МИСЮК²О.А. ШУЛЯТЬЕВ², д-р техн. наукИ.Н. ТИХОНОВ^{1,3}, д-р техн. наукК.П. ПЯТИКРЕСТОВСКИЙ¹, д-р техн. наук¹ АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Российская Федерация² 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 Федерация³ Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 5, г. Москва, 109428, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Технология струйной цементации является одной из самых востребованных в геотехнике. Геотехнические конструкции, выполненные по данной технологии, являются скрытыми и требуют особого контроля заданных параметров. В настоящее время в нормативной документации установлены положения контроля в основном только после выполнения работ для набравшего прочность закрепленного грунта. Такие методы контроля не могут оказать влияние на результат работ, а только констатируют его. Для возможности контролируемого влияния на результат необходимо разработать метод оперативного контроля производства работ, на основании которого будет возможно регулировать процесс во время работ так, чтобы достигался необходимый результат. Одним из решений данного вопроса может стать оперативный контроль качества закрепления по параметрам изливаемой при струйной цементации грунтоцементной пульпы.

Цель. Исследование вопросов контроля при закреплении грунта методом струйной цементации на основании физико-механических характеристик изливаемой в процессе закрепления грунтоцементной пульпы.

Материалы и методы. Исследование было проведено на образцах, полученных в лабораторных условиях. Материалы для лабораторных образцов: песок мелкий, средней крупности, крупный, суглинок, глина, цемент ЦЕМ 0 42,5Н, вода. Лабораторные образцы изготавливались путем смешивания различных составов грунтоцементной смеси, моделирующих грунтоцементную пульпу, преобразующуюся в процессе отвердения в грунтоцемент. Исследования лабораторных образцов заключались в определении плотности в жидком состоянии и плотности, прочности после твердения.

Результаты. Получена зависимость увеличения прочности грунтоцемента при увеличении плотности грунтоцементной пульпы в рамках изменения соотношения компонентов состава пульпы.

Выводы. Проведенные исследования позволили оценить влияние количественного соотношения составных частей в моделях грунтоцементной смеси (пульпы) на ее плотность и, как следствие, на прочность и плотность образцов грунтоцемента.

Ключевые слова: струйная цементация, jet grouting, грунтоцемент, пульпа, прочность ГЦЭ, оперативный контроль, грунтоцементная смесь, грунтоцементный элемент, закрепление грунта

Для цитирования: Антоненко Д.В., Шапошников А.В., Мисюк А.И., Шулятьев О.А., Тихонов И.Н., Пяткрестовский К.П. Исследование вопросов оперативного контроля струйной цементации грунтов по параметрам грунтоцементной пульпы. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2024;43(4):93–109. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-93-109](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-93-109)

Вклад авторов

Антоненко Д.В. – разработка методики исследований, проведение исследований, анализ результатов, определение зависимостей, написание статьи.

Шапошников А.В. – общее руководство работами, разработка методики исследований, анализ полученных зависимостей.

Мисюк А.И. – проведение исследований, оформление статьи.

Шулятьев О.А., Тихонов И.Н., Пяткрестовский К.П. – общее руководство работами.

Финансирование

Финансирование НИОКР по внутреннему соглашению № 16 от АО «НИЦ «Строительство».

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 11.11.2024

Поступила после рецензирования 29.11.2024

Принята к публикации 05.12.2024

STUDY OF OPERATIONAL CONTROL ISSUES IN JET GROUTING BASED ON THE PARAMETERS OF THE SPOIL RETURN JET GROUTED MATERIAL

D.V. ANTONENKO^{1,2,✉}

A.V. SHAPOSHNIKOV², Cand. Sci. (Engineering)

A.I. MISYUK²

O.A. SHULYATYEV², Dr. Sci. (Engineering)

I.N. TIKHONOV^{1,3}, Dr. Sci. (Engineering)

K.P. PYATIKRESTOVSKY¹, Dr. Sci. (Engineering)

¹JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation

²Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Ryazanskiy ave., 59, Moscow, 109428, Russian Federation

³Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 5, Moscow, 109428, Russian Federation

Abstract

Introduction. Jet grouting technology is one of the most popular in geotechnics. Geotechnical structures made using this technology are hidden and require special control of the specified parameters. Currently, regulatory documentation establishes control provisions mainly only after the completion of work for the stabilization soil that has gained strength. Such control methods cannot influence the result of the work, but only state the result. In order to have a controlled effect on the result, it is necessary to develop a method of operational control of the work, on the basis of which it will be possible to regulate the process during the work so as to achieve the desired result. One of the solutions to this issue may be operational control of the quality of stabilization based on the parameters of the spoil return jet grouted material poured out during jet grouting.

Aim. Study of control issues during soil stabilization by the method of jet grouting based on the physical and mechanical characteristics of the spoil return jet grouted material poured out during stabilization.

Materials and methods. The study was conducted on samples obtained in laboratory conditions. Materials for laboratory samples: fine, medium and coarse sand, loam, clay, CEM 0 42.5N cement, water. Laboratory samples were made by mixing different compositions of mixture jet grouted material, simulating spoil return jet grouted material, which is transformed into jet grouted material during hardening. The studies of laboratory samples consisted in determining the density in the liquid state and the density, strength after hardening.

Conclusions. The conducted studies allowed us to evaluate the effect of the quantitative ratio of the components in the models mixture of jet grouted material (spoil return) on its density and, as a result, on the strength and density of soil cement samples.

Results. The dependence of the increase in the strength of the jet grouted material with an increase in the density of the spoil return jet grouted material was obtained, within the framework of the change in the ratio of the components of the spoil return content.

Keywords: jet grouting, jet grouted material, spoil return, strength of jet grouted material, operational control, a mixture jet grouted material, jet grouted element, soil stabilization

For citation: Antonenko D.V., Shaposhnikov A.V., Misyuk A.I., Shulyatyev O.A., Tikhonov I.N., Pyatikrestovsky K.P. Study of operational control issues in jet grouting based on the parameters of the spoil return jet grouted material. *Vestnik NIC Stroitel' stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2024;43(4):93–109. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-93-109](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-93-109)

Authors contribution statement

Antonenko D.V. – development of research methodology, conducting research, analysis of the results, determination of dependencies, writing the article.

Shaposhnikov A.V. – general guidance, development of research methodology, analysis of the obtained dependencies.

Misyuk A.I. – conducting research, writing the article.

Shulyatyev O.A., Tikhonov I.N., Pyatikrestovsky K.P. – general guidance.

Funding

Funding for Research and Development was provided under internal agreement No. 16 by JSC Research Center of Construction.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 11.11.2024

Revised 29.11.2024

Accepted 05.12.2024

Введение

Геотехнические конструкции, выполненные по технологии струйной цементации, могут быть использованы в качестве искусственных оснований и различных защитных ограждающих конструкций. В современной практике все чаще обращаются к данной технологии для решения широкого спектра имеющихся проблем на объектах строительства.

В связи с высокой востребованностью технологии сформирован запрос на усовершенствование ее параметров, увеличение надежности выполняемых с помощью нее геотехнических конструкций и снижение их стоимости. Одним из возможных путей удовлетворения данного

запроса может являться усовершенствование методов и принципов контроля качества конструкций, сформированных по технологии струйной цементации.

В настоящее время нормативная документация основным способом контроля предписывает отбор кернов непосредственно из элемента закрепленного грунта, но такие операции являются дорогостоящими и длительными. Кроме этого, отбор керна является средством контроля, выполняемым после производства работ и твердения грунтоцемента (ГЦ), что означает отсутствие возможности влияния на результат по итогам проводимого контроля. Следует отметить, что кроме контроля с помощью отбора кернов нормативная документация позволяет применять в качестве дополнительных к отбору керна методов контроль по прочности образцов из грунтоцементной пульпы (ГП) и контроль с помощью штамповых испытаний и геофизических методов [1]. Данные методы в основном применяются на этапе приемки, достаточно локальны по объемам, а значит, являются ограниченными в своем применении и также не имеют возможности оказывать влияние на результат проводимых работ.

В соответствии с этим в настоящее время вопросы оперативного контроля являются крайне актуальными, их решение в части разработки нового улучшенного метода контроля позволит оказывать воздействие на результат в процессе производства работ. При этом разрабатываемый метод должен характеризоваться высокой надежностью, оперативностью, а также должен снижать стоимость применения технологии и производства сопутствующих работ. Перспективным решением данной задачи может стать оперативный метод прогнозирования характеристик грунтоцементного элемента (ГЦЭ) по показателю плотности изливаемой в процессе производства работ пульпы, учитывающий тип технологии струйной цементации jet-1 и jet-2. Уникальность данного метода заключается в возможности определять отклонения от заданных контролируемых параметров (прочность ГЦЭ) в процессе производства работ по показателю плотности грунтоцементной пульпы, что позволит в случае необходимости корректировать технологические параметры определенным образом для обеспечения требуемых характеристик.

Большой вклад в развитие струйной цементации внесли И.И. Бройд [2], А.Г. Малинин [3, 4], М.Н. Ибрагимов [5, 6], Л.И. Малышев и М.Ф. Хасин [7], В.Н. Корольков и М.И. Смородинов [8], А.В. Черняков [9] и др. Эти авторы написали множество статей, научных работ и книг. Помимо исследований представленных ранее авторов, в Российской Федерации специалистами НИИОСП им. Н.М. Герсевича были разработаны нормативные документы СП 22.13330.2016 [10], СП 45.13330.2017 [1], СП 291.1325800.2017 [11], ГОСТ Р 70696-2023 [12], ГОСТ Р 70695-2023 [13], ГОСТ Р 59706-2022 [14], ГОСТ Р 59538-2021 [15]. Кроме этого, проводилось множество научных исследований, в результате которых были составлены рекомендации, методики и инструкции на основании проделанных работ [16–20].

Кроме российских норм существует множество зарубежных документов: Eurocode 7. Geotechnical Design. Part 1: General Rules [21]; Eurocode 7. Geotechnical Design. Part 2: Ground investigation and testing [22]; BSI BS EN 12716-2018. Execution of Special Geotechnical Work – Jet Grouting [23]. За рубежом, как и в Российской Федерации, исследователи постоянно решают вопросы технологии струйной цементации и выпускают научные труды и статьи с результатами работ [24, 25].

Исследования, представленные в данной статье, проводились в рамках выполнения НИОКР внутреннего финансирования АО «НИЦ «Строительство» по теме: «Исследование вопросов контроля цементации грунтов гидроструйным методом по параметрам грунтоцементной пульпы» в 2023–2024 гг.

Исследования проводились:

- на образцах и пробах исходных цементных растворов, изготовленных в лаборатории (плотность, водоотделение, сроки схватывания, подвижность);
- на образцах и пробах грунтоцементной пульпы и грунтоцемента, изготовленных на основе моделей пульпы в лабораторных условиях. Пульпу испытывали на плотность. Грунтоцемент испытывали на плотность и прочность.

Для лабораторных исследований использовался цемент ЦЕМ 042,5Н, грунт и вода водопроводная.

Грунт, используемый для изготовления образцов и проб в лабораторных условиях, в соответствии с ГОСТ 25100-2020 [26]:

- глина с числом пластичности 24 % легкая твердая (высушенная);
- суглинок с числом пластичности 8 % легкий твердый (высушенный);
- песок мелкий сухой с влажностью не более 3 %;
- песок средней крупности сухой с влажностью не более 3 %;
- песок крупный сухой с влажностью не более 3 %.

Исследования образцов и проб исходных цементных растворов, изготовленных в лаборатории

Для проведения исследований исходных цементных растворов были приняты цементные растворы с водоцементным отношением (В/Ц), соответствующим В/Ц исходных цементных растворов, принятых в данной работе для моделей грунтоцементной пульпы (В/Ц 0,8; 1,0; 1,5; 2,0; 3,0).

Пробы и образцы цементного раствора изготавливались путем перемешивания в лабораторном смесителе компонентов (цемент и вода) в необходимой пропорции для каждого В/Ц. Плотность растворов определялась в соответствии с ГОСТ Р 70696-2023 [12] и ГОСТ 5802-86 [27], водоотделение – в соответствии с ГОСТ Р 70696-2023 [12] и ГОСТ 34532-2019 [28]. Подвижность для раствора с В/Ц 0,8 определялась по ГОСТ Р 70696-2023 [12] и ГОСТ 34532-2019 [28]. Вязкость для растворов с В/Ц 1,0; 1,5; 2,0; 3,0 определялась по ГОСТ Р 70696-2023 [12], ГОСТ 33213-2014 [29] (ISO 10414-1:2008) и ГОСТ Р 70308-2022 [30]. Для определения сроков схватывания исходных цементных растворов использовался метод, соответствующий методике ГОСТ Р 70696-2023 [12] и ГОСТ 310.3-76 [31].

В табл. 1 представлены результаты исследований исходных цементных растворов с В/Ц 0,8; 1,0; 1,5; 2,0; 3,0 на подвижность/вязкость, водоотделение, сроки схватывания и плотность.

Исследования образцов и проб грунтоцементной пульпы и грунтоцемента, изготовленных в лаборатории

Образцы и пробы грунтоцементной пульпы и грунтоцемента, изготовленные в лабораторных условиях, исследовались по следующим показателям:

- плотность грунтоцементной пульпы;
- плотность грунтоцемента до водонасыщения и после водонасыщения;
- прочность грунтоцемента в водонасыщенном состоянии на 21-е сутки.

Грунтоцементная пульпа изготавливалась путем перемешивания исходных компонентов в определенных пропорциях по составам, представленным в табл. 2, с помощью строительного миксера. Температурно-влажностные условия при смешивании компонентов:

Таблица 1

Результаты исследований исходных цементных растворов

Table 1

Results of initial cement mortar tests

В/Ц	Подвижность, см	Вязкость, сек	Водоотделение, %	Начало схватывания, мин	Конец схватывания, мин	Плотность, г/см ³
0,8	32 (П4)	–	4,8% – стабильный	720	1110	1,63
1,0	–	16,91	11,2% – условно стабильный	840	1560	1,55
1,5	–	15,39	32,9% – нестабильный	1290	3000	1,39
2,0	–	15,35	40,4% – нестабильный	1470	4920	1,3
3,0	–	14,9	56,7% – нестабильный	2340	8340	1,22

Начало и конец схватывания отсчитываются от времени начала затворения

влажность – 40–60%, температура – 22–23 °С. Цементный раствор замешивался отдельно в лабораторном смесителе и в дальнейшем вливался в грунт, перемешиваемый на высоких оборотах с помощью миксера. Полученная смесь в жидком состоянии принимается как грунтоцементная пульпа. После заполнения стандартных форм грунтоцементной пульпой и ее отвердевания полученный материал принимается как грунтоцемент. В данной работе для лабораторных исследований составы грунтоцементной пульпы и грунтоцемента идентичны по соотношению составляющих (грунт – цемент – вода). Газовая компонента ввиду механического перемешивания и полного водосодержания (водонасыщения) грунтоцементной пульпы (после смешивания компонентов) в формировании образцов и влияния на их характеристики не учитывалась. Присутствие незначительного объема вовлеченного воздуха за счет усадки при формировании кристаллической решетки при таком уровне содержания жидкости в пульпе и способе приготовления смеси (механическое перемешивание) не оказывает практического влияния на итоговые свойства закрепленного грунта.

Содержание компонентов, в том числе цемента, для составов по табл. 2 указано на 1 м³ и не может соотноситься напрямую с расходами цемента на 1 м. п. в процессе струйной цементации в натуре.

Составы, принятые в табл. 2, подобраны на основании обеспечения адекватной прочности образцов для проведения испытаний и анализа результатов исследований, в том числе в соответствии с прочностью образцов реального грунтоцемента.

Для грунтоцементной пульпы плотность отобранной пробы измерялась весовым способом в соответствии с ГОСТ Р 70696-2023 [12], ГОСТ 5802-86 [27]. Кроме этого, по аналогичной методике с отступлением по виду и объему тары, используемой для взвешивания (использовалось ведро объемом 10–20 литров), измерялась плотность всего состава («в замесе»). Результаты измерения плотности для всего состава «в замесе» характеризуются большой

Таблица 2

Составы грунтоцементной пульпы, изготовленной в лаборатории

Table 2

Compositions of the spoil return jet grouted material prepared in the laboratory

№	Марка	Тип грунта	В/Ц	Грунт, кг	Цемент, кг	Вода, кг	Расчетная плотность смеси, кг/м ³
				на 1 м ³			
1	А	глина	0,8	280	796,68	637,35	1714
2	Б	глина	1,0	280	676,21	676,21	1632
3	В	глина	1,5	280	490,70	736,05	1507
4	Г	глина	2,0	280	385,06	770,13	1435
5	Д	глина	3,0	280	269,17	807,51	1357
6	Е	суглинок	0,8	650	672,31	537,84	1860
7	И	суглинок	1,0	650	570,64	570,64	1791
8	К	суглинок	1,5	650	414,09	621,14	1685
9	Л	суглинок	2,0	650	324,95	649,90	1625
10	М	суглинок	3,0	650	227,15	681,44	1559
11	У	песок мелкий	0,8	1000	554,65	443,72	1998
12	Ф	песок мелкий	1,0	1000	470,78	470,78	1942
13	Х	песок мелкий	1,5	1000	341,63	512,44	1854
14	Э	песок мелкий	2,0	1000	268,08	536,16	1804
15	УУ	песок мелкий	3,0	1000	187,40	562,19	1750
16	АА	песок средней крупности	0,8	1000	554,65	443,72	1998
17	ГГ	песок средней крупности	1,0	1000	470,78	470,78	1942
18	ПП	песок средней крупности	1,5	1000	341,63	512,44	1854
19	ТТ	песок средней крупности	2,0	1000	268,08	536,16	1804
20	ХХ	песок средней крупности	3,0	1000	187,40	562,19	1750
21	СС	песок крупный	0,8	1000	554,65	443,72	1998
22	НН	песок крупный	1,0	1000	470,78	470,78	1942
23	АУ	песок крупный	1,5	1000	341,63	512,44	1854
24	ХУ	песок крупный	2,0	1000	268,08	536,16	1804
25	ХТ	песок крупный	3,0	1000	187,40	562,19	1750

Расчет сформирован на основании условно принятого содержания грунта в 1 м³ грунтоцементной смеси:
1000 кг – для песков; 280 кг – для глины с числом пластичности 24%; 650 кг – для суглинка с числом пластичности 8%.
Плотность частиц грунта для расчета принята равной 2650 кг/м³.
Плотность частиц цемента для расчета принята равной 3100 кг/м³

погрешностью измерения и необходимы для сравнения относительного отличия между расчетной плотностью, плотностью отобранной пробы и плотностью всей массы смеси.

Твердение грунтоцементной пульпы для формирования грунтоцемента в лабораторных условиях происходило в кубических формах размером $70 \times 70 \times 70$ мм. Формы с образцами хранились в герметично упакованных емкостях при температуре $22-23$ °С и влажности 98–99%. После чего не ранее 7-го дня проводилась распалубка образцов и перемещение в нормально-влажностные условия (НВУ). В возрасте 9 суток проводилось измерение плотности образцов с последующим водонасыщением в соответствии с ГОСТ Р 70695-2023 [13].

Испытание на прочность и измерение плотности в водонасыщенном состоянии образцов грунтоцемента проводились на 21-е сутки. Полученная прочность в дальнейшем была приведена к нормируемой прочности на 28-е сутки по коэффициентам ГОСТ Р 70695-2023 [13].

Плотность грунтоцемента измерялась по методике ГОСТ Р 70695-2023 [13] и ГОСТ 5802-86 [27] весовым методом. Исследование прочности на одноосное сжатие проводилось в электронной машине для испытаний в соответствии с методикой по ГОСТ Р 70695-2023 [13] и ГОСТ 5802-86 [27]. Скорость нагружения образцов – $1,47$ кН/с.

На рис. 1 представлен процесс изготовления, твердения и испытания образцов грунтоцемента.

Результаты измерения плотности грунтоцементной пульпы и плотности, прочности на одноосное сжатие образцов грунтоцемента представлены в табл. 3.



Рис. 1. Процесс изготовления, твердения и испытания образцов грунтоцемента
Fig. 1. Process of manufacturing, hardening and testing jet grouted material samples

Таблица 3

Результаты исследований проб пульпы и образцов грунтоцемента, изготовленных в лабораторных условиях

Table 3

Results of studies of the spoil return samples and jet grouted material samples prepared in laboratory conditions

Марка	В/Ц	Ц/Г	В/Т	Прочность, МПа	Плотность ГЦ (до водонасыщения), г/см ³	Плотность ГЦ (после водонасыщения), г/см ³	Плотность ГП (в пробе), г/см ³	Плотность ГП (в замесе), г/см ³
А	0,8	2,85	0,59	19,18	1,72	1,76	1,78	1,66
Б	1,0	2,42	0,71	11,77	1,63	1,67	1,70	1,65
В	1,5	1,75	0,96	4,18	1,55	1,55	1,53	1,44
Г	2,0	1,38	1,16	1,68	1,47	1,48	1,49	1,51
Д	3,0	0,96	1,47	0,59	1,41	1,42	1,39	1,35
Е	0,8	1,03	0,41	20,35	1,87	1,91	1,98	1,98
И	1,0	0,88	0,47	12,37	1,81	1,83	1,85	1,93
К	1,5	0,64	0,58	4,32	1,73	1,73	1,72	1,65
Л	2,0	0,50	0,67	2,08	1,68	1,69	1,65	1,67
М	3,0	0,35	0,78	0,64	1,58	1,58	1,58	1,56
У	0,8	0,55	0,29	22,06	2,05	2,06	1,81	2,06
Ф	1,0	0,47	0,32	14,41	2,03	2,04	1,97	1,97
Х	1,5	0,34	0,38	6,79	1,98	1,99	1,86	1,96
Э	2,0	0,27	0,42	3,32	1,95	1,95	1,85	1,84
УУ	3,0	0,19	0,47	2,11	2,01	2,01	1,80	1,79
АА	0,8	0,55	0,29	19,64	2,08	2,10	2,02	1,98
ГГ	1,0	0,47	0,32	13,14	2,11	2,12	1,98	1,95
ПП	1,5	0,34	0,38	3,21	2,07	2,08	2,06	1,71
ТТ	2,0	0,27	0,42	1,94	2,05	2,06	2,04	1,82
ХХ	3,0	0,19	0,47	0,85	1,98	1,99	2,00	1,79
СС	0,8	0,55	0,29	18,52	2,10	2,12	2,07	1,98
НН	1,0	0,47	0,32	9,59	2,12	2,13	2,04	1,93
АУ	1,5	0,34	0,38	3,82	2,10	2,11	2,04	1,84
ХУ	2,0	0,27	0,42	2,07	2,03	2,04	1,96	1,81
ХТ	3,0	0,19	0,47	1,00	1,99	2,00	1,89	1,77

Прочность составов на основе глины, суглинка, песка возможно сравнивать между собой только с учетом Ц/Г и В/Т.

Ц/Г – отношение массы цемента к массе грунта в составе ГП и/или ГЦ.

В/Т – отношение массы воды к сумме масс грунта и цемента в составе ГП и/или ГЦ.

Плотность в пробе – плотность ГП, измеренная весовым способом путем отбора пробы объемом 1 литр из приготовленной в лабораторных условиях смеси в соответствии с ГОСТ Р 70696-2023 [12], ГОСТ 5802-86 [27].

Плотность в замесе – плотность ГП, измеренная для всего замешиваемого состава в ведре объемом 10–20 литров.

Результаты измерения плотности и прочности для составов У, Ф, Х, Э, УУ, АА, ГГ, ПП, ТТ, ХХ, СС, НН, АУ, ХУ, ХТ

в данной статье используются только в качестве приблизительной оценки процессов

По результатам, представленным в табл. 3, можно сделать следующие выводы:

- соотношение компонентов в пульпе и в грунтоцементе влияет на плотность и прочность проб и образцов;
- тип грунта влияет на плотность пульпы и плотность, прочность образцов грунтоцемента;

– у составов на основе глины и суглинка плотность пульпы и грунтоцемента влияет на прочность грунтоцемента;
– разновидность песка и содержание глинистых частиц влияет на прочность образцов грунтоцемента.

По результатам исследований следует отметить отличия в результатах измерения плотности в отобранной пробе и плотности всей массы смеси. Для смесей на основе глины и суглинка данное отличие незначительно, а для смесей на основе песка плотность отобранной пробы выше, чем плотность всей массы смеси, что объясняется высоким содержанием воды и, как следствие, характером поведения грунтоцементной смеси при отборе пульпы как неоднородной суспензии.

Далее приводятся графики, в которых наглядно представлены указанные выше влияния. На графике (рис. 2) представлено влияние водоцементного отношения цементного раствора на прочность грунтоцемента по составам табл. 2 при различных типах грунта.

По графику на рис. 2 видно, что при увеличении В/Ц цементного раствора прочность начинает снижаться независимо от типа смешиваемого грунта.

На графике (рис. 3) представлено влияние содержания цемента в 1 м³ грунтоцементной пульпы на прочность образцов грунтоцемента, изготовленных в лаборатории по составам табл. 2, при различных типах грунта.

По графику на рис. 3 видно, что при увеличении содержания цемента в 1 м³ грунтоцемента путем снижения В/Ц цементного раствора прочность грунтоцемента начинает увеличиваться независимо от типа смешиваемого грунта.

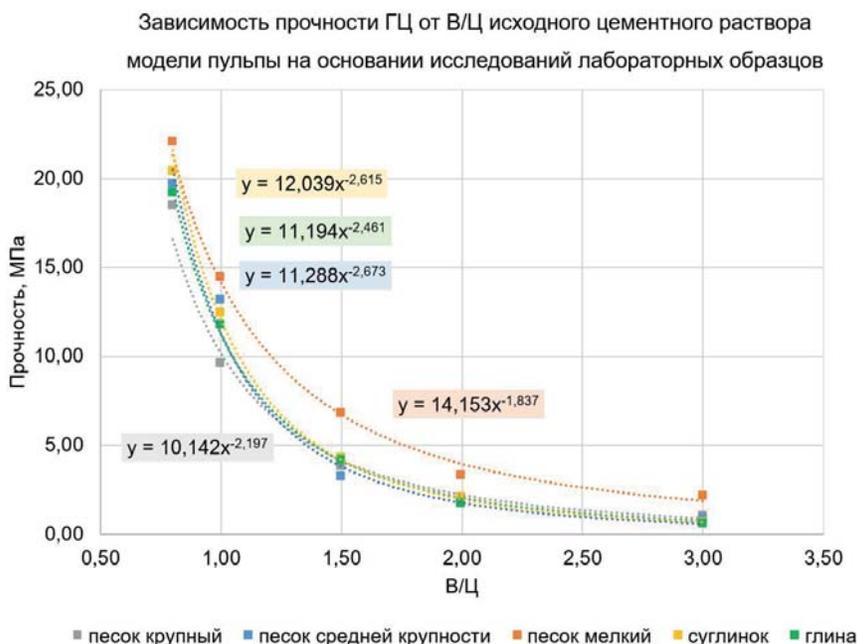


Рис. 2. График влияния водоцементного отношения цементного раствора на прочность грунтоцемента, изготовленного в лаборатории по составам табл. 2, при различных типах грунта

Fig. 2. Graph showing the impact of the water-cement ratio of the cement mortar on the strength of jet grouted material manufactured in the laboratory according to the compositions in Table 2, with different types of soil

На графике (рис. 4) представлена зависимость прочности грунтоцемента от плотности грунтоцементной пульпы для составов на основе глины и суглинка.

По графику на рис. 4 видно, что при увеличении плотности грунтоцементной пульпы с уменьшением водоцементного соотношения для составов на основе глины и суглинка увеличивается прочность грунтоцемента.

Результаты по зависимости прочности грунтоцемента от плотности грунтоцементной пульпы для составов на основе песка также показали тенденцию увеличения прочности грунтоцемента и, соответственно, плотности пульпы от возрастания содержания цемента в составе. Учитывая высокое содержание воды в исследуемых лабораторных моделях, полученные результаты в абсолютных значениях показателей отличаются от фактических значений, получаемых в полевых условиях, поэтому в работе была выполнена оценка получаемых результатов в виде тенденций и векторов развития исследуемых параметров.

На основании табл. 2 и рис. 4 справочно представлены табл. 4 и 5, по которым можно определить значение плотности, подлежащее контролю при формировании ГЦЭ в сухом грунте, для получения необходимой прочности грунтоцемента при заданном В/Ц исходного цементного раствора.

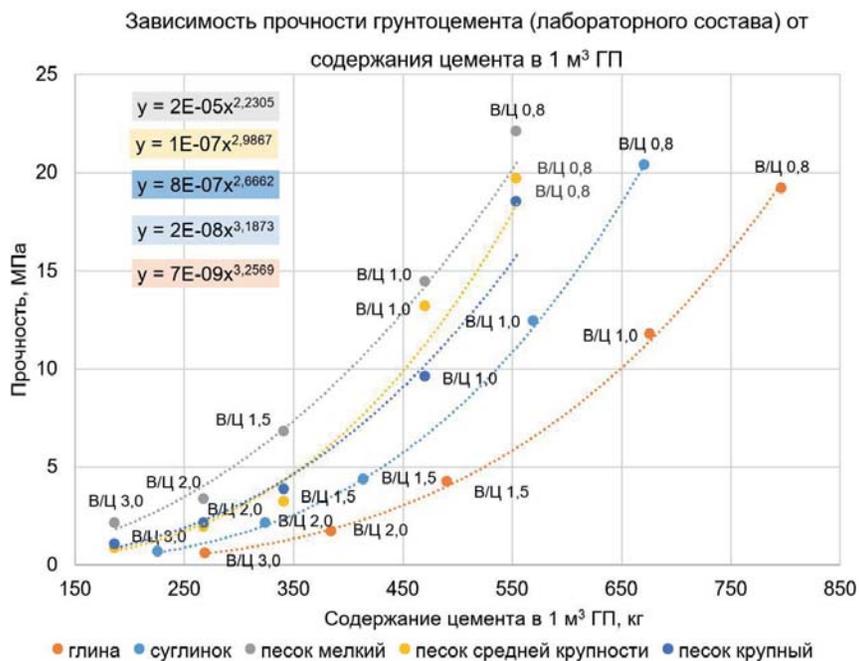


Рис. 3. График влияния содержания цемента в 1 м³ грунтоцементной пульпы на прочность образцов грунтоцемента, изготовленных в лаборатории по составам табл. 2, при различных типах грунта

Fig. 3. Graph showing the impact of cement content in 1 m³ of the spoil return jet grouted material on the strength of jet grouted material samples prepared in the laboratory according to the compositions in Table 2, with different types of soil

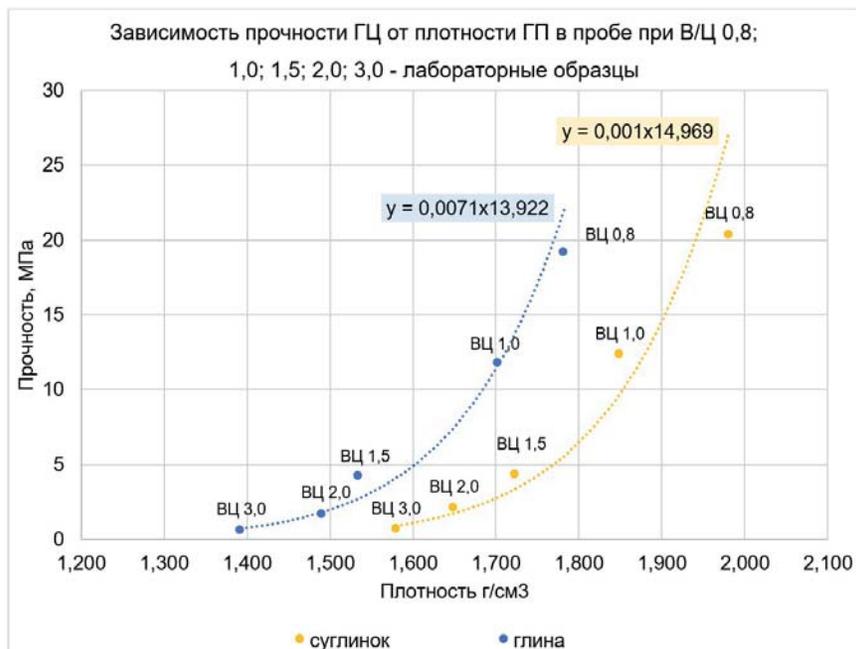


Рис. 4. График зависимости прочности грунтоцемента от плотности грунтоцементной пульпы для составов на основе глины и суглинка
Fig. 4. Graph showing the dependence of jet grouted material strength on the density of the spoil return jet grouted material for compositions based on clay and loam

Таблица 4

Результаты исследований лабораторных образцов ГП и ГЦ на основе глин (сухой грунт)

Table 4

Results of studies of laboratory samples of the spoil return jet grouted material and jet grouted material based on clays (dry soil)

Грунт – глина					
В/Ц исходного цементного раствора	0,8	1,0	1,5	2,0	3,0
$\rho_{\text{пульпы}}, \text{ г/см}^3$	1,78	1,7	1,54	1,49	1,39
Прочность ГЦ, МПа	19,18	11,77	4,18	1,68	0,59

Таблица 5

Результаты исследований лабораторных образцов ГП и ГЦ на основе суглинка (сухой грунт)

Table 5

Results of studies of laboratory samples of the spoil return jet grouted material and jet grouted material based on loam (dry soil)

Грунт – суглинок					
В/Ц исходного цементного раствора	0,8	1,0	1,5	2,0	3,0
$\rho_{\text{пульпы}}, \text{ г/см}^3$	1,98	1,85	1,72	1,65	1,58
Прочность ГЦ, МПа	20,35	12,37	4,32	2,08	0,64

Выводы

На основании полученных результатов по исследованиям плотности пульпы, плотности и прочности грунтоцемента получена зависимость увеличения прочности грунтоцемента при увеличении плотности грунтоцементной пульпы, в рамках изменения соотношения компонентов состава пульпы.

Кроме этого:

- определены параметры (сроки схватывания, плотность, водоотделение, подвижность) цементных растворов с В/Ц 0,8; 1,0; 1,5; 2,0; 3,0, чаще всего применяемых в качестве иньекционных для технологии струйной цементации;

- прочность ГЦ увеличивается в интервале от 0,5 до 22 МПа при увеличении плотности ГП и ГЦ в интервале от 1,4 до 2,1 г/см³ для всех типов рассматриваемых грунтов, при уменьшении В/Ц исходного цементного раствора в интервале от 3,0 до 0,8;

- при увеличении В/Ц исходного цементного раствора уменьшается плотность ГП и ГЦ в интервале от 1,4 до 2,1 г/см³ и уменьшается прочность ГЦ в интервале от 0,5 до 22 МПа;

- прочность и плотность ГЦ зависят от гранулометрического состава песка и при низком В/Т (вода-твердом) отношении соответствуют составу смеси мелкозернистого бетона, однако с учетом повышенного содержания воды, что является обязательным условием технологии, исследуемые модели пульпы показали отличия в показателях, что подтверждает отличия между конструкционным материалом, которым является мелкозернистый бетон, и грунтом, закрепленным по технологии струйной цементации;

- прочность ГЦ уменьшается с увеличением содержания глинистых частиц в грунтоцементной пульпе;

- увеличение содержания цемента при уменьшении В/Ц исходного цементного раствора увеличивает прочность ГЦ и плотность ГЦ и ГП.

Метод оперативного контроля прочности грунтоцемента по плотности грунтоцементной пульпы возможен и после проведения дополнительных более углубленных исследований может быть применен в практике строительства. Исследования, рекомендуемые в качестве продолжения разработки темы:

- уточнение параметров пульпы и грунтоцемента на основе глины, суглинка и песка с отличным от принятых в данной работе содержанием цемента в 1 м³ грунтоцементной смеси;

- проведение исследований лабораторных образцов на моделях водонасыщенного грунта;

- разработка методики для уточнения параметров пульпы и грунтоцемента в лабораторных условиях, позволяющей исследовать пробы и образцы с увеличенным содержанием жидкости в составе со сведением к минимуму влияния неоднородности смеси на результат исследований;

- исследование полевых образцов пульпы и грунтоцемента с последующим коррелированием результатов лабораторных исследований.

Список литературы

1. СП 45.13330.2017. Земляные сооружения, основания и фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 3.02.01-87 [интернет]. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/456074910>.
2. Бройд И.И. Струйная технология. Москва: Издательство ассоциации строительных вузов; 2004.
3. Малинин А.Г. Струйная цементация грунтов. Москва: Стройиздат; 2010.
4. Малинин А.Г., Салмин И.А. О возможности контроля прочности грунтоцементных элементов по прочности грунтоцементной пульпы. Жилищное строительство. 2024;(9):11–13. <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2024-9-11-13>
5. Ибрагимов М.Н., Семкин В.В., Шапошников А.В. Закрепление грунтов в подземном строительстве. Москва: АСВ; 2022.
6. Ибрагимов М.Н., Семкин В.В., Шапошников А.В. Способ контроля и прогнозирования параметров и прочности jet-свай при производстве работ. Вестник НИЦ «Строительство». 2017;13(2):41–50.
7. Малышев Л.И. Хасин М.Ф., Бройд И.И., Малышев Л.И. О способе сооружения противофильтрационных завес с образованием прорези водовоздушной струей. В: Прогрессивные решения в проектировании и производстве гидротехнических работ: сб. науч. тр. Гидропроекта. Москва: Ин-т «Гидропроект»; 1974, с. 27–36.
8. Корольков В.Н., Смородинов М.И., Сухарев С.Г., Федоров Б.С. Струйная технология устройства несущих конструкций в грунте. Основания, фундаменты и механика грунтов. 1984;(5):19–26.
9. Черняков А.В. Оценка долговечности грунтобетона в струйной технологии. Бетон и железобетон. 2012;(4):20–25.
10. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* [интернет]. Режим доступа: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/14627/>
11. СП 291.1325800.2017. Конструкции грунтоцементные армированные. Правила проектирования. Москва: Стандартиформ; 2017.
12. ГОСТ Р 70696-2023. Растворы инъекционные для закрепления грунтов на основе цемента. Методы испытаний. Москва: Российский институт стандартизации; 2023
13. ГОСТ Р 70695-2023. Грунты, закрепленные инъекционными растворами на основе цемента и силиката натрия. Методы испытаний. Москва: Российский институт стандартизации; 2023.
14. ГОСТ Р 59706-2022. Грунты химически закрепленные. Технические условия. Москва: Российский институт стандартизации; 2022.
15. ГОСТ Р 59538-2021. Растворы инъекционные для закрепления грунтов на основе цемента. Технические условия. Москва: Стандартиформ; 2022.
16. Инструкция по изготовлению и применению грунтобетона в строительстве (СН 23-58). Москва: Госстройиздат; 1958.
17. Рекомендации по применению свай, устраиваемых с использованием струйной геотехнологии. НИИОСП, Лаб. № 38, Москва.
18. Методическое пособие по укреплению грунтов методами струйной цементации, глубинным перемешиванием, инъекции растворами на основе микроцементов, манжетной инъекцией в режиме гидроразрывов. Москва: Минстрой РФ; 2020.
19. Методические рекомендации «Методы контроля качества искусственных оснований из закрепленных грунтов». Москва: Минстрой РФ; 2020.
20. Рекомендации по струйной технологии сооружения противофильтрационных завес, фундаментов, подготовки оснований и разработки мерзлых грунтов. Москва: ВНИИОСП; 1989.
21. BS EN 1997-1:2024. Eurocode 7. Geotechnical Design. Part 1: General Rules. <https://doi.org/10.3403/30401997>
22. BS EN 1997-2:2007. Eurocode 7. Geotechnical Design. Part 2: Ground investigation and testing. <https://doi.org/10.3403/30047536>
23. BSI BS EN 12716-2018. Execution of Special Geotechnical Work – Jet Grouting. <https://doi.org/10.3403/30354261>
24. Duzceer R., Gokalp A. Construction and Quality Control of Jet Grouting Applications in Turkey. In: Third International Conference on Grouting and Ground Treatment. American Society of Civil Engineers; 2003, pp. 281–293. [https://doi.org/10.1061/40663\(2003\)106](https://doi.org/10.1061/40663(2003)106)
25. Weidle A. Hoffmann H., Katzenbach R. Jet grouting – Chances of risk assessment based on probabilistic methods. In: 15th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Istanbul) [internet];

- 2001, pp. 1763-1766. Available at: <https://www.issmge.org/publications/publication/jet-grouting-chances-of-risk-assessment-based-on-probabilistic-methods> (accessed: 06 November 2024).
26. ГОСТ 25100-2020. Грунты. Классификация. Москва: Стандартинформ; 2020.
27. ГОСТ 5802-86. Растворы строительные. Методы испытаний. Москва: Стандартинформ; 2018.
28. ГОСТ 34532-2019. Цементы тампонажные. Методы испытаний. Москва: Стандартинформ; 2019.
29. ГОСТ 33213-2014 (ISO 10414-1:2008). Контроль параметров буровых растворов в промышленных условиях. Растворы на водной основе. Москва: Стандартинформ; 2015.
30. ГОСТ Р 70308-2022. Растворы инъекционные для закрепления грунтов на основе тонкодисперсного вяжущего. Технические условия. Москва: Российский институт стандартизации; 2022.
31. ГОСТ 310.3-76. Цементы. Методы определения нормальной густоты, сроков схватывания и равномерности изменения объема [интернет]. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/871001226>

References

1. SP 45.13330.2017. Earthworks, Grounds and Footings. Updated version of SNiP 3.02.01-87 [internet]. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/456074910>. (In Russian).
2. Broyd I.I. Inkjet technology. Moscow: Publishing House of the Association of Construction Universities; 2004. (In Russian).
3. Malinin A.G. Jet cementation of soils. Moscow: Stroyizdat Publishing House; 2010. (In Russian).
4. Malinin A.G., Salmin I.A. On the possibility of controlling the strength of soil cement elements by the strength of soil cement pulp. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo = Housing construction*. 2024;(9):11-13. (In Russian). <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2024-9-11-13>
5. Ibragimov M.N., Semkin V.V., Shaposhnikov A.V. Soil consolidation in underground construction. Moscow: ASV Publ.; 2022. (In Russian).
6. Ibragimov M.N., Semkin V.V., Shaposhnikov A.V. Method of control and forecasting parameters and strength of jet-piles at the production of works. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2017;(2):41-50. (In Russian).
7. Malyshev L.I., Khasin M.F., Broyd I.I. On the method of constructing anti-filtration curtains with the formation of a slit by an air-water jet. In: *Progressive solutions in the design and production of hydraulic engineering works. Proceedings of the Hidroproekt*. Moscow: In-t "Gidroproekt"; 1974, pp. 27-36. (In Russian).
8. Korolkov V.N., Smorodinov M.I., Sukharev S.G., Fedorov B.S. Jet technology of the device of load-bearing structures in the ground. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1984;(5):19-26. (In Russian).
9. Chernyakov A.B. Assessment of the durability of ground concrete in jet technology. *Beton i Zhelezobeton = Concrete and Reinforced Concrete*. 2012;(4):20-25. (In Russian).
10. SP 22.13330.2016. Soil bases of buildings and structures. Updated version of SNiP 2.02.01-83* [internet]. Available at: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/14627/>. (In Russian).
11. SP 291.1325800.2017. Armed grouted structures. Rules of architectural design. Moscow: Standartinform Publ.; 2017. (In Russian).
12. State Standard R 70696-2023. Cement based injection mortars. Methods of testing. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2023. (In Russian).
13. State Standard R 70695-2023. Soils chemically fixed with mortars based on cement and sodium silicate. Methods of testing. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2023. (In Russian).
14. State Standard R 59706-2022. Soil's chemical improvement. Specifications. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2022. (In Russian).
15. State Standard R 59538-2021. Cement based injection mortars. Specifications. Moscow: Standartinform Publ.; 2022. (In Russian).
16. Instructions for the manufacture and use of ground concrete in construction [CH 23-58]. Moscow: Gosstroyizdat Publ.; 1958. (In Russian).
17. Recommendations for the use of piles arranged using jet geotechnology. NIIOSP, Lab. No. 38, Moscow. (In Russian).

18. Methodological guide for strengthening soils by jet cementation methods, deep mixing, injection with solutions based on micro-cements, cuff injection in hydraulic fracturing mode. Moscow: Ministry of Construction of the Russian Federation; 2020. (In Russian).
19. Methodological recommendations Methods of quality control of artificial bases from fixed soils. Moscow: Ministry of Construction of the Russian Federation; 2020. (In Russian).
20. Recommendations on jet technology for the construction of anti-filtration curtains, foundations, preparation of foundations and development of frozen soils. Moscow: VNIIOSP; 1989. (In Russian).
21. BS EN 1997-1:2024. Eurocode 7. Geotechnical Design. Part 1: General Rules. <https://doi.org/10.3403/30401997>
22. BS EN 1997-2:2007. Eurocode 7. Geotechnical Design. Part 2: Ground investigation and testing. <https://doi.org/10.3403/30047536>
23. BSI BS EN 12716-2018. Execution of Special Geotechnical Work – Jet Grouting. <https://doi.org/10.3403/30354261>
24. *Duzceer R., Gokalp A.* Construction and Quality Control of Jet Grouting Applications in Turkey. In: Third International Conference on Grouting and Ground Treatment. American Society of Civil Engineers; 2003, pp. 281–293. [https://doi.org/10.1061/40663\(2003\)106](https://doi.org/10.1061/40663(2003)106)
25. *Weidle A. Hoffmann H., Katzenbach R.* Jet grouting – Chances of risk assessment based on probabilistic methods. In: 15th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Istanbul) [internet]; 2001, pp. 1763–1766. Available at: <https://www.issmge.org/publications/publication/jet-grouting-chances-of-risk-assessment-based-on-probabilistic-methods> (accessed: 06 November 2024).
26. State Standard 25100-2020. Soils. Classification. Moscow: Standartinform Publ.; 2020. (In Russian).
27. State Standard 5802-86. Mortars. Test methods. Moscow: Standartinform Publ.; 2018. (In Russian).
28. State Standard 34532-2019. Well cements. Test methods. Moscow: Standartinform Publ.; 2019. (In Russian).
29. State Standard 33213-2014 (ISO 10414-1:2008). Field testing of drilling fluids. Water-based fluid. Moscow: Standartinform Publ.; 2015. (In Russian).
30. State Standard R 70308-2022. Injection mortars based on a finely dispersed binder for soil stabilization. Specifications. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2022. (In Russian).
31. State Standard 310.3-76. Cements. Methods for determination of standard consistency, times of setting and soundness [internet]. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/871001226>. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Дмитрий Владимирович Антоненко[✉], аспирант, АО «НИЦ «Строительство»; инженер сектора усиления оснований и закрепления грунтов лаборатории освоения подземного пространства городов (№ 35), НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: lab22@niiosp.ru

Dmitry V. Antonenko[✉], Postgraduate Student, JSC Research Center of Construction; Engineer, Base Reinforcement and Soil Stabilization Sector, Laboratory of Urban Underground Space Development (No. 35), Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: lab22@niiosp.ru

Андрей Васильевич Шапошников, канд. техн. наук, заведующий сектором усиления оснований и закрепления грунтов лаборатории освоения подземного пространства городов (№ 35), НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Andrey V. Shaposhnikov, Cand. Sci. (Engineering), Head of the Base Reinforcement and Soil Stabilization Sector, Laboratory of Urban Underground Space Development (No. 35), Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow

Анастасия Игоревна Мисюк, заместитель заведующего сектором усиления оснований и закрепления грунтов лаборатории освоения подземного пространства городов (№ 35), НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: lab22@niiosp.ru

Anastasia I. Misyuk, Deputy Head of the Base Reinforcement and Soil Stabilization Sector, Laboratory of Urban Underground Space Development (No. 35), Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: lab22@niiosp.ru

Олег Александрович Шулятьев, д-р техн. наук, заместитель директора по научной работе, заведующий лабораторией освоения подземного пространства городов (№ 35), НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: niiosp35@yandex.ru

Oleg A. Shulyatyev, Dr. Sci. (Engineering), Deputy Director for Scientific Work, Head of the Laboratory of Urban Underground Space Development (No. 35), Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: niiosp35@yandex.ru

Игорь Николаевич Тихонов, д-р техн. наук, профессор кафедры «Строительные сооружения, конструкции и материалы», АО «НИЦ «Строительство»; руководитель центра № 21, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Igor N. Tikhonov, Dr. Sci. (Engineering), Professor, Department of Building Structures and Materials, JSC Research Center of Construction; Head of Center No. 21, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow

Константин Пантелеевич Пятикрестовский, д-р техн. наук, АО «НИЦ «Строительство», Москва
Konstantin P. Pyatikrestovsky, Dr. Sci. (Engineering), JSC Research Center of Construction, Moscow

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

ОБРАБОТКА ДАННЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПАРАМЕТРОВ МОДЕЛИ HARDENING SOIL НА ПРИМЕРЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ НИЖЕГОРОДСКОЙ ОБЛАСТИ

А.Н. МАЛЕЕВА^{1,✉}

А.И. ХАРИЧКИН^{1,2}, канд. техн. наук

¹ 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

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

Аннотация

Введение. В статье рассмотрены основные аспекты получения параметров модели Hardening Soil для расчета грунтовых оснований. Эта модель становится все более популярной благодаря своей эффективности при расчете различных конструкций, таких как свайные фундаменты, ограждающие конструкции котлованов и анкерные крепления.

Цель. Анализ опыта получения параметров для расчетной модели Hardening Soil на основе лабораторных данных, полученных в результате инженерно-геологических изысканий.

Материалы и методы. Производился анализ и обработка результатов лабораторных исследований, проведенных для грунтов Нижегородской области. Лабораторные работы проводились в рамках инженерных изысканий. Для полученных параметров модели Hardening Soil была выполнена оптимизация параметров и калибровка модели в программном комплексе Plaxis, в модуле Soil Test.

Результаты. Получен набор расчетных параметров для модели Hardening Soil. Для подтверждения точности и достоверности полученных параметров было проведено сопоставление лабораторных результатов с результатами численного моделирования. Этот этап исследования позволил убедиться в том, что параметры модели Hardening Soil, оптимизированные и откалиброванные, обеспечивают высокую степень соответствия между лабораторными данными и численными расчетами.

Выводы. В настоящий момент нет единой принятой методики обработки результатов лабораторных испытаний и статистического анализа. В целом анализ результатов, подбора параметров для реализации расчетной модели остается на экспертном уровне и не регулируется нормативными документами. Дальнейшие исследования в этой области позволят разработать более эффективные методы и подходы, что будет способствовать развитию науки и практики в области геотехники.

Ключевые слова: Plaxis, Soil Test, параметры модели Hardening Soil, статистическая обработка, интерпретация лабораторных испытаний

Для цитирования: Малеева А.Н., Харичкин А.И. Обработка данных инженерно-геологических изысканий для определения параметров модели Hardening Soil на примере глинистых грунтов Нижегородской области. Вестник НИЦ «Строительство». 2024;43(4):110–122. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-110-122](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-110-122)

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 28.10.2024

Поступила после рецензирования 15.11.2024

Принята к публикации 21.11.2024

PROCESSING OF ENGINEERING AND GEOLOGICAL SURVEY DATA FOR DETERMINING PARAMETERS OF THE HARDENING SOIL MODEL ON THE EXAMPLE OF CLAY SOILS IN THE NIZHNY NOVGOROD REGION

A.N. MALEEVA^{1,✉}

A.I. KHARICHKIN^{1,2}, Cand. Sci. (Engineering)

¹ Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Ryazanskiy ave., 59, Moscow, 109428, Russian Federation

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

Abstract

Introduction. The paper examines the key aspects of obtaining parameters for the hardening soil model used in the analysis of soil bases. This model is increasingly popular due to its effectiveness in calculating various structures, such as pile foundations, retaining walls, and anchorages.

Aim. To analyze the experience of obtaining parameters for the hardening soil model based on laboratory data derived from engineering and geological surveys.

Materials and methods. The methodology involved analyzing and processing the results of laboratory studies on soils in the Nizhny Novgorod region. The laboratory tests were performed as part of engineering surveys. The parameters were optimized and the model was calibrated for the obtained parameters of the hardening soil model using the Plaxis software suite, specifically within the Soil Test module.

Results. A set of design parameters was obtained for the hardening soil model. A comparison between laboratory results and numerical modeling outcomes was performed to confirm the accuracy and reliability of these parameters. This stage of the study demonstrated that the optimized and calibrated parameters of the hardening soil model provide a high degree of consistency between laboratory data and numerical calculations.

Conclusions. Currently, no universally accepted methodology exists for processing the results of laboratory tests and statistical analysis. Overall, the analysis of results and parameter selection for implementing the calculation model remains at an expert level and is not regulated by normative documents. Further research in this area will enable the development of more effective methods and approaches, contributing to advancements in both science and practice in geotechnical engineering.

Keywords: Plaxis, Soil Test, hardening soil model parameters, statistical processing, interpretation of laboratory tests

For citation: Maleeva A.N., Kharichkin A.I. Processing of engineering and geological survey data for determining parameters of the Hardening Soil model on the example of clay soils in the Nizhny Novgorod region. *Vestnik NIK Stroitel' stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2024;43(4):110–122. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-110-122](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-110-122)

Authors contribution statement

All authors made equal contributions to the study and the publication.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 28.10.2024

Revised 15.11.2024

Accepted 21.11.2024

Введение

В последние годы набирает популярность использование нелинейных моделей грунта для расчета грунтовых оснований. Благодаря широкому распространению программных комплексов Plaxis и Midas, в которых удобно реализован расчетный комплекс, широкое использование получила модель Hardening Soil (HS).

Модель хорошо себя зарекомендовала при расчете свайных фундаментов, ограждающих конструкций котлованов, анкерных креплений и иных конструкций, в которых преобладают деформации сдвига и образуются пластические зоны, поэтому широко применяется при расчетах оснований на застроенных территориях.

Также модель широко применяется для моделирования напряжений в грунте при строительстве тоннелей и станций метрополитена [1–3]. Применение расчетной модели Hardening Soil позволяет снизить затраты на строительство, обеспечив высокую надежность проекта.

Модель обладает рядом ограничений, например неспособностью учесть явления анизотропии прочности и жесткости, ползучести и длительной прочности, а также данная модель непригодна для моделирования динамических процессов. В отдельных случаях модель может давать завышенные значения прочности [3, 4].

Несмотря на широкое применение модели Hardening Soil, в существующих нормативных документах не регламентируется, какими методами необходимо получать параметры расчетной модели и каким образом проводить обработку лабораторных испытаний. Существуют отдельные методические рекомендации разных групп научного сообщества. Первой попыткой разработки нормативного документа, регламентирующего получение параметров нелинейных моделей, был СТО 36554501-067-2021 «Лабораторное определение параметров нелинейного механического поведения грунтов с объемным и двойным упрочнением» [5], который требует модификации для широкого использования.

В настоящий момент сформулированы отдельные рекомендации, которыми в той или иной степени пользуются специалисты изыскательских организаций. Некоторые вопросы определения необходимых параметров остаются дискуссионными, для их решения необходима совместная работа специалистов – геологов, проектировщиков и геотехников.

Основная часть

Основные характеристики грунтов, необходимые для реализации расчета по модели HS, получают в результате лабораторных работ в рамках инженерно-геологических изысканий по специальному заданию. Испытания на трехосное сжатие по ГОСТ 12248.3-2020 [4] позволяют получить: модуль деформации при 50% прочности (E_{50}^{ref}); модуль разгрузки/повторного нагружения (E_{ur}^{ref}); коэффициент поперечной деформации разгрузки/повторного нагружения (ν_{ur}); угол дилатансии (Ψ); эффективный угол внутреннего трения (φ'); эффективное удельное сцепление (c'). Расчетные параметры на основе лабораторных испытаний методом трехосного сжатия: коэффициент разрушения (R_f); степенной показатель жесткости (m).

Испытания на компрессионное сжатие грунтов по ГОСТ 12248.4-2020 [6] и ГОСТ Р 58326-2018 [7] позволяют получить: модуль деформации одометрический (E_{eod}); коэффициент переуплотнения (OCR); давление предуплотнения (POP); степенной показатель жесткости (m).

Для обсуждения методики получения параметров модели были обработаны данные лабораторных исследований для верхнепермских отложений Нижегородской области. Выделенные инженерно-геологические элементы (ИГЭ) распространены повсеместно, в зависимости от геоморфологических особенностей местности встречаются с глубин от 2 до 10 м, вскрытая мощность отложений до 15 м.

– ИГЭ-8. Суглинок красно-коричневый, твердый, с прослоями суглинка полутвердого, со стяжениями гипса и карбонатов, с редкими включениями дресвы, щебня.

– ИГЭ-9. Глина красно-коричневая, твердая, с прослоями алевролитов, глины полутвердой, со стяжениями гипса и карбонатов, с редкими включениями дресвы, щебня.

Одним из основных параметров, используемых для расчета и фигурирующих в задании на лабораторные работы по получению параметров модели, является **опорное давление P_{ref}** .

Опорное давление P_{ref} не имеет физического смысла и не является характеристикой реального грунта, но используется для реализации математической модели и описывает начальную точку, относительно которой Paxis рассчитывает свойства грунта для корректной работы модели [8].

Для корректного определения параметров жесткости реального грунта необходимо проводить серии опытов при давлениях, характерных для данного инженерно-геологического элемента в природе, также следует учитывать разницу вертикальных и горизонтальных напряжений, действующих в массиве грунта.

Полученные характеристики E_{eod} и E_{50} для использования в расчетной модели HS следует пересчитать для опорного давления $P_{ref} = 100$ кПа с помощью известных формул [9]:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c' \times \cot \varphi'}{P_{ref} + c' \times \cot \varphi'} \right)^m, \quad (1)$$

$$E_{eod} = E_{eod}^{ref} \left(\frac{\sigma_1 + c' \times \cot \varphi'}{P_{ref} + c' \times \cot \varphi'} \right)^m. \quad (2)$$

Прочностные параметры грунтов получают в результате консолидированно-дренированных трехосных испытаний. В сложившейся практике инженерно-геологических изысканий принято получать частные значения прочностных характеристик грунтов

для шести образцов выделенного инженерно-геологического элемента в соответствии с действующим ГОСТ 12248.3-2020 [4]. Как правило, в задание для лаборатории передается стандартное значение нагрузок для испытаний в соответствии с ГОСТ 12248.3-2020 [4], учитывающее величину действующих в массиве напряжений, но не охватывающее весь диапазон целиком. Затем, в результате статистической обработки данных для одного ИГЭ по ГОСТ 20522-2012 [10], получается нормативное значение характеристик, используемое в дальнейших расчетах.

Для определения параметров, отражающих характеристики всего инженерно-геологического элемента, рационально использовать серию из 18 испытаний в диапазоне напряжений, охватывающих все действующие в массиве напряжения. Совместная обработка всех испытаний позволяет получить более точные значения прочностных характеристик для выделенного ИГЭ.

Привычный для наших нормативных документов метод обработки результатов испытаний, отраженный в лабораторных протоколах (рис. 1), не позволяет проводить статистическую обработку результатов по явным статистическим критериям для набора образцов, что в конечном счете отражается на содержании инженерно-геологического отчета по результатам изысканий.

Наиболее удобным в данном случае методом обработки можно считать метод построения $q - p$ диаграммы (рис. 2), где q – девиатор напряжений, а p – средние эффективные напряжения обжатия образца [11]. Данный метод позволяет провести статистический анализ в рамках одного инженерно-геологического элемента и получить значения прочностных характеристик, отражающее характеристики элемента целиком. Прочностные характеристики, полученные двумя описанными способами для ИГЭ-8 и ИГЭ-9, приведены в табл. 1.

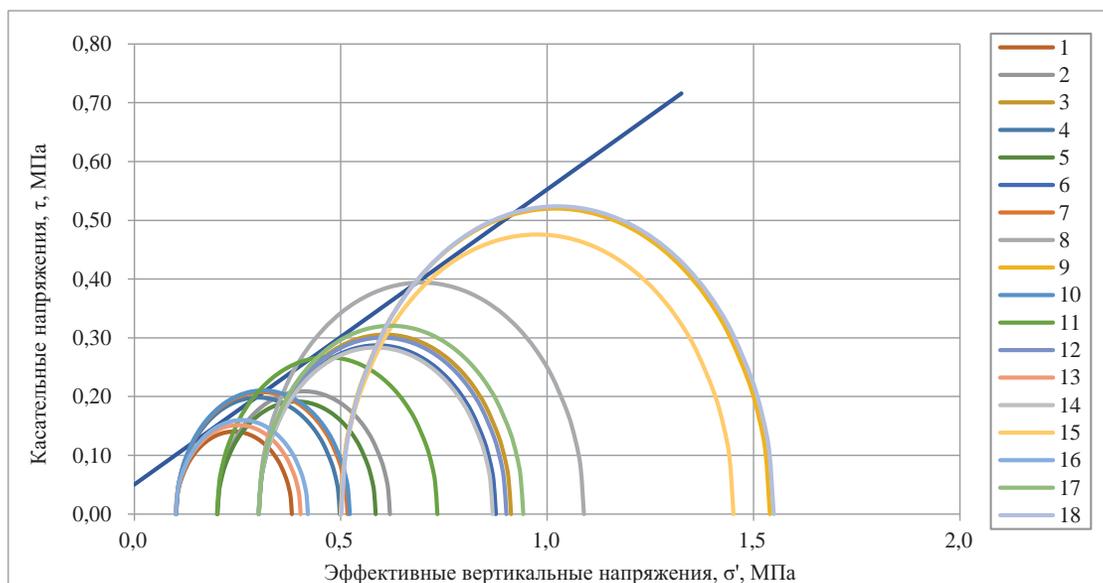


Рис. 1. Классический вариант построения кругов Мора для определения прочностных характеристик
Fig. 1. Classical method for constructing Mohr circles to determine strength characteristics

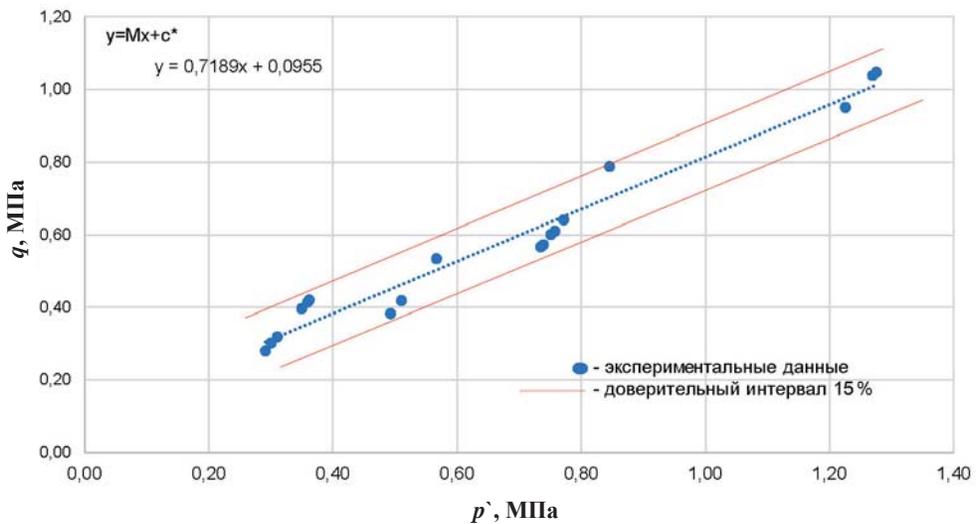


Рис. 2. Обработка результатов трехосных испытаний методом $q - p$ диаграммы
 Fig. 2. Processing results of triaxial tests using $q - p$ diagram method

Таблица 1

Варианты прочностных характеристик, полученных двумя способами обработки лабораторных испытаний

Table 1

Variants of strength characteristics obtained by two methods of processing laboratory tests

ИГЭ	ИГЭ-8		ИГЭ-9	
	1	2	1	2
Вариант обработки	1	2	1	2
угол внутреннего трения, φ , град.	26	26	22	23
удельное сцепление, c^* , кПа	56	50	61	54

Расчет искомых параметров осуществляется по формулам (3), (4) [11]:

$$\varphi^* = \arcsin\left(\frac{3 \times M}{6 + M}\right), \tag{3}$$

$$c^* = c^* \frac{3 - \sin(\varphi^*)}{6 \times \cos(c^*)}. \tag{4}$$

Характер работы грунта, описываемый этой моделью, представлен на рис. 3, где q_a – асимптотическое значение для гиперболической функции, описывающей поведение грунта. Поскольку в грунтах пластические деформации конечны и при определенной деформации наступает разрушение, дополнительно вводится линия разрушения (q_p). Несовершенство лабораторного оборудования и методические ограничения не позволяют корректно опытным путем определять параметр E_i в начальной части гиперболической зависимости, поэтому для корректной работы модели используется значение E_{50} – жесткость при 50% прочности. При разгрузке используется классический закон Гука [12].

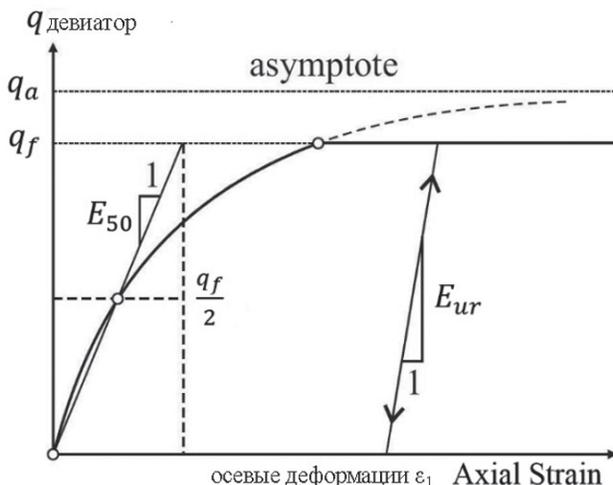


Рис. 3. Гиперболическая зависимость между напряжениями и деформациями при первичном нагружении грунта в стандартном дренированном испытании на трехосное сжатие [13]

Fig. 3. Hyperbolic relationship between stresses and strains during initial loading of soil in standard drained triaxial compression tests [13]

Определение параметров жесткости: секущий модуль E_{50} , определение модуля разгрузки/повторного нагружения E_{ur} осуществляется в соответствии с нормативным документом ГОСТ 12248.3-2020 [4, п. 9.10], определяется по формуле:

$$E_{50} = \frac{q_{\max}}{2(\epsilon_1)_{50}}, \tag{5}$$

где q_{\max} – максимальный девиатор напряжений при разрушении образца, что соответствует q_f – условию прочности, сформулированному Кулоном. В ряде случаев испытание завершается при условии достижения 15%-ной вертикальной деформации, когда полноценное разрушение еще не достигнуто.

Существует другой метод определения модуля E_{50} , не описываемый российскими нормативными документами (рис. 4). Обработка результатов трехосного сжатия с помощью построения диаграммы в координатах $(\epsilon_1, \epsilon_1/q)$ [14]. Такой метод позволяет получить не только значение для модуля E_{50} , но и значение R_f , а также асимптотическое значение девиатора q_a .

Различия определение модуля E_{50} двумя методами составляют 5% для ИГЭ-8 и 7% для ИГЭ-9.

Для корректного задания значения E_{ur} для расчета в модели HS испытания необходимо выполнить в области давлений до давления предуплотнения. Единой рекомендации по выбору точки разгрузки нет. В вопросе выбора диапазона точки разгрузки следует опираться исключительно на предполагаемые изменения давления в зависимости от решаемой задачи. Использование характеристики модуля разгрузки целесообразно для расчетов, связанных с устойчивостью стенок котлована и устойчивостью тоннелей метро. В общем случае, когда для решения конкретной задачи не требуется точное определение модуля разгрузки/повторного нагружения, можно использовать классическое соотношение для модели HS $E_{ur} = 3 \times E_{50}$.

Анализ результатов, представленных в работе Ю.В. Сигуты [15], наглядно показывает, что некорректно проводить определение модуля E_{50} и E_{ur} из одного испытания ввиду

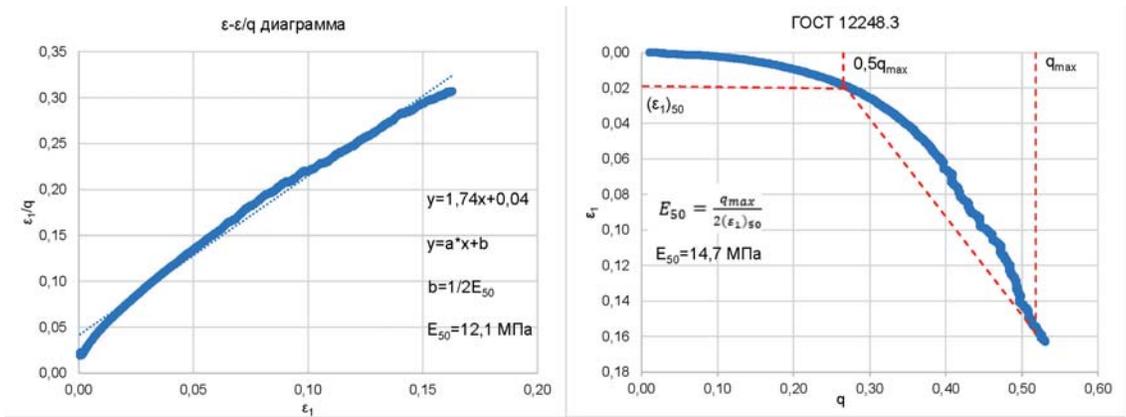


Рис. 4. Варианты определения модуля деформации E_{50}
 Fig. 4. Variants for determining the modulus of deformation E_{50}

существенного различия в поведении грунта. Разница для значений модуля E_{50} составила более 10%.

Следующий важный параметр в модели HS – параметр m , который используется для описания зависимости параметров жесткости (E_{50}^{ref} , E_{oed}) от давления, может быть получен как при комплексной обработке результатов компрессионных испытаний, так и испытаний на трехосное сжатие (без разгрузки).

Для определения степенного параметра по результатам трехосных испытаний удобно строить график в координатах $\left(\frac{\sigma_3 + c \cdot \cot \varphi}{P_{ref} + c \cdot \cot \varphi}\right) - LN(E_{50})$ (рис. 5).

Угловой коэффициент линейной аппроксимации будет соответствовать степенному коэффициенту m . В данном случае также рационально проводить статистическую обработку результатов и отбраковывать значения модуля деформации, не укладывающиеся в 30%-ную погрешность, в соответствии с ГОСТ 20522-2012 [10].

Для использования в расчетной модели параметр m так же, как и ведущий модуль жесткости, стоит выбирать исходя из решаемой задачи: ведущими процессами в массиве грунта является сжатие или сдвиг [16]. Различия параметра m для выделенных инженерно-геологических элементов приведены в табл. 2.

Параметры переуплотнения являются одними из самых важных параметров модели, так как позволяют описать начальные условия ненарушенного массива грунта, а именно, верно установить соотношение между действующими горизонтальными и вертикальными напряжениями.

Параметры переуплотнения в расчетной модели задаются двумя параметрами: POP – величина исторической нагрузки, OCR – коэффициент переуплотнения. Отличие использования двух этих параметров заключается в возможности изменения параметров переуплотнения по глубине. При использовании параметра OCR переуплотнение грунта считается постоянным по глубине, а при применении параметра POP коэффициент переуплотнения будет изменяться с глубиной. Существенно сказывается на результате это будет при увеличении мощности ИГЭ [17]. Лабораторные исследования по определению параметров переуплотнения

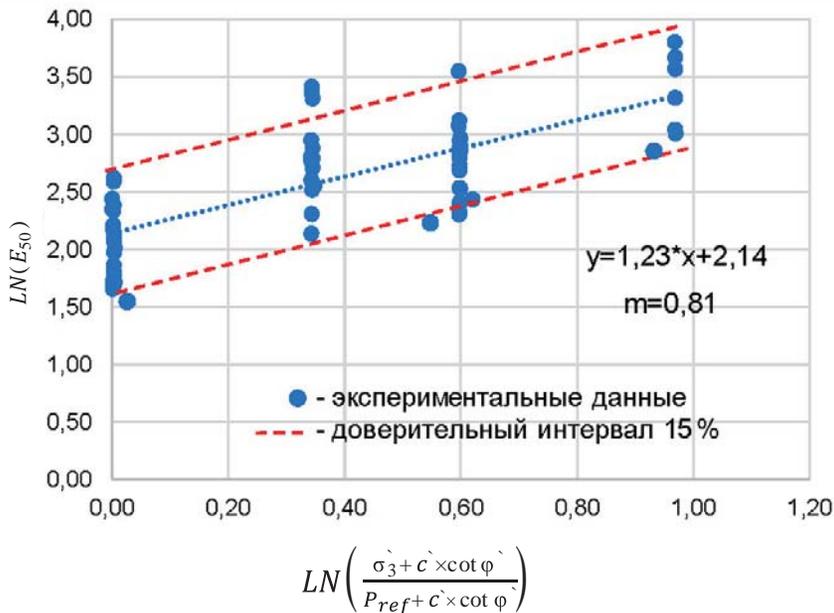


Рис. 5. Графический результат статистической обработки результатов испытаний трехосного сжатия для расчета значения параметров *m*

Fig. 5. Graphical results of statistical processing of triaxial compression test results for calculating the value of parameter *m*

Таблица 2

Значение параметра *m* по результатам обработки лабораторных испытаний

Table 2

Value of the parameter *m* based on laboratory test processing results

№ инженерно-геологического элемента	ИГЭ-8	ИГЭ-9
Параметр <i>m</i> по результатам обработки испытаний методом компрессионного сжатия	0,76	0,86
Параметр <i>m</i> по результатам обработки испытаний методом трехосного сжатия	0,85	0,81

проводятся в соответствии с методикой по ГОСТ Р 58326-2018 [7] и не могут в полной мере отразить изменения определяемых параметров по глубине.

Следующим шагом после обработки лабораторных данных является процесс оптимизации полученных параметров модели грунта в программном комплексе Plaxis, в модуле Soil Test. При этом можно задавать диапазоны изменения параметров грунта на основе статистических данных. Оптимизация параметров модели – процесс корректировки результатов обработки лабораторных данных для наилучшего математического описания поведения грунта.

На этапе обработки лабораторных данных результаты должны учитывать качество проведенных испытаний, желательно для применения в последующем моделировании использовать образцы высокого качества. Оценку качества образцов можно проводить по изменению коэффициента пористости в соответствии с СТО 36554501-067-2021 [5].

Для выделенных инженерно-геологических элементов была проведена оптимизация параметров модели, полученных в результате обработки лабораторных данных. Результат оптимизации приведен в табл. 3.

Моделирование лабораторных испытаний в виртуальной лаборатории Soil Test и сравнение с лабораторными данными показывают хорошую сходимость результатов (рис. 6).

Таблица 3

Параметры исследуемых грунтов для реализации расчетной модели HS в программном комплексе Plaxis и результаты оптимизации

Table 3

Parameters of studied soils for implementing the HS calculation model in Plaxis software suite and optimization results

Параметры модели HS	Значение параметров модели по результатам лабораторных испытаний		Значение параметров модели после оптимизации параметров	
	ИГЭ-8	ИГЭ-9	ИГЭ-8	ИГЭ-9
E_{50}^{ref} , кПа	10560	9110	7585	8019
E_{ur}^{ref} , кПа	44 500	58 600	53 790	36 280
m , д. е.	0,85	0,98	0,81	0,92
c' , кПа	50	54	55,5	45,2
φ' , град.	26	25	27	26

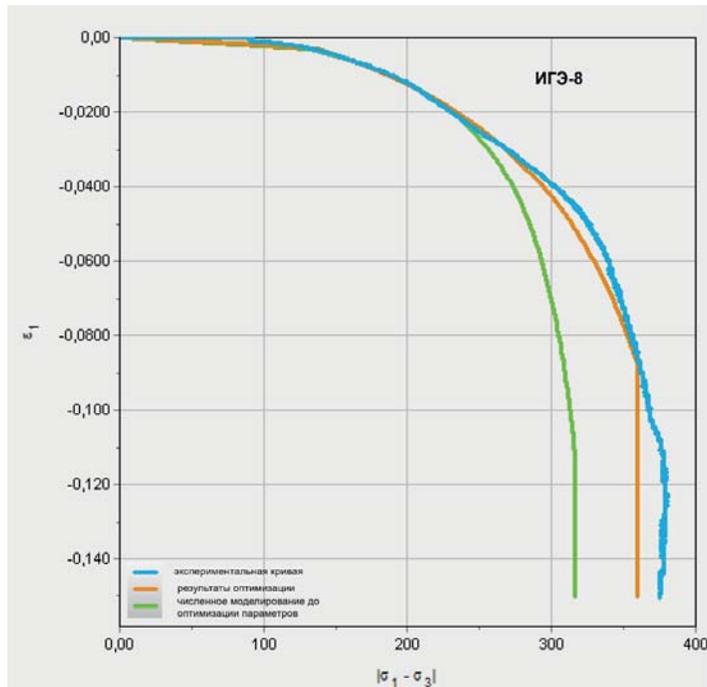


Рис. 6. Результаты оптимизации параметров модели HS в модуле Soil Test
Fig. 6. Results of optimizing HS model parameters in the Soil Test module

Заключение

В заключение следует подчеркнуть, что определение параметров модели грунта – ключевой этап в процессе проектирования и строительства. Это позволяет обеспечить надежность и безопасность конструкций, а также оптимизировать затраты на строительство.

В статье были рассмотрены основные методы определения параметров для реализации расчетной модели HS. Были обозначены дискуссионные вопросы, а также предложены возможные варианты получения параметров модели и их статистической обработки. Существующие стандарты не содержат прямых рекомендаций по постановке экспериментов и нуждаются в доработке для широкого использования. Поэтому для получения более точных результатов рекомендуется использовать комплексный подход, сочетающий различные методы и учитывающий особенности конкретного участка строительства. Такой подход позволит учесть все факторы, влияющие на поведение грунта, и обеспечит более надежные и обоснованные расчеты.

Параметры, необходимые для реализации расчетной модели, могут быть получены при проведении стандартных лабораторных испытаний с незначительными отклонениями от существующих нормативных документов. Однако наиболее важным аспектом является обработка полученных лабораторных данных, которая должна осуществляться специалистами в области геотехники, обладающими знаниями как в сфере механики грунтов, так и в проектировании.

На сегодня основными дискуссионными вопросами остаются методы статистической обработки полученных результатов. Статистическую обработку можно проводить на различных этапах для каждого определяемого параметра. В целом анализ результатов подбора параметров для реализации расчетной модели остается на экспертном уровне и не регулируется нормативными документами.

Дальнейшие исследования в этой области могут быть направлены на разработку новых стандартов определения параметров модели грунта с учетом геологических особенностей. Данное исследование представляет собой важный шаг в направлении разработки точных и надежных методов определения параметров для расчетных моделей Hardening Soil.

Список литературы

1. Конюхов Д.С., Казаченко С.А. Влияние математической модели поведения грунта под нагрузкой на моделирование воздействия строительства метрополитена на окружающую застройку. Транспортное строительство. 2017;(10):12–15.
2. Меркулова А.Д., Зубарев В.С. Hardening Soil: практический опыт применения результатов инженерно-геотехнических изысканий. Метро и тоннели. 2021;(3):34–37.
3. Шарафутдинов Р.Ф., Исаев О.Н., Закатов Д.С. Анализ методов моделирования влияния проходки тоннеля на деформации грунтового массива. Основания, фундаменты и механика грунтов. 2023;(2):12–19.
4. ГОСТ 12248.3-2020. Грунты. Определение характеристик прочности и деформируемости методом трехосного сжатия. Москва: Стандартинформ; 2020.
5. СТО 36554501-067-2021. Лабораторное определение параметров нелинейного механического поведения грунтов с объемным и двойным упрочнением. Москва: АО «НИЦ «Строительство»; 2021.
6. ГОСТ 12248.4-2020. Грунты. Определение характеристик деформируемости методом компрессионного сжатия. Москва: Стандартинформ; 2020.
7. ГОСТ Р 58326-2018. Грунты. Метод лабораторного определения параметров переуплотнения. Москва: Стандартинформ; 2018.

8. *Тер-Мартиросян А.З., Анжело Г.О., Ермошина Л.Ю.* Методика определения параметров модели упрочняющегося грунта Hardening Soil. Москва: МИСИ – МГСУ; 2024.
9. *Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G.* The hardening soil model: Formulation and verification. In: *Beyond 2000 in computational geotechnics*. Routledge; 2019, pp. 281–296. <https://doi.org/10.1201/9781315138206-27>
10. ГОСТ 20522-2012. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. Москва: Стандартинформ; 2013.
11. *Фадеев А.Б.* Метод конечных элементов в геомеханике. Москва: Недра; 1987.
12. *Wu J.T.H., Tung S.C.-Y.* Determination of Model Parameters for the Hardening Soil Model. *Transportation Infrastructure Geotechnology*. 2020;7(1):55–68. <https://doi.org/10.1007/s40515-019-00085-8>
13. *Мирный А.Ю., Будожкина К.А., Шишкина В.В.* Статистический анализ параметров модели Hardening soil для грунтов Московского региона. *Геотехника*. 2017;(4):58–64.
14. U.S. Army Corps of Engineers (USACE). *Engineering and Design: Settlement Analysis (EM 1110-1-1904)*. Washington, DC: Department of the Army, Office of the Chief Engineer; 1990.
15. *Сигута Ю.В.* Определение параметров для модели Hardening Soil: практика. ГеоИнфо [интернет]. 2020. Режим доступа: <https://geoinfo.ru/product/siguta-yurij-vasilevich/opredelenie-parametrov-dlya-modeli-hardening-soil-praktika-42444.shtml> [дата доступа: 19.09.24].
16. *Алексеев А.В., Иовлев Г.А.* Адаптация модели упрочняющегося грунта (hardening soil) для инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга. *Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2019;(4):75–87. <https://doi.org/10.25018/0236-1493-2019-04-0-75-87>
17. *Труфанов А.Н., Шулятьев О.А., Ростовцев А.В., Габсалимов Г.У.* Методы определения параметров переуплотнения грунтов и их практическое применение в условиях Санкт-Петербурга. *Инженерные изыскания*. 2014;(11):32–39.
18. *Мельников Р.В., Сагитова Р.Х.* Калибровка параметров модели Hardening Soil по результатам лабораторных испытаний в программе SoilTest. *Академический вестник УралНИИпроект РААСН*. 2016;(3):79–83.
19. СП 22.13330.2016. *Основание зданий и сооружений*. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* [интернет]. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/456054206>
20. *Тер-Мартиросян А.З., Мирный А.Ю.* Анализ статистической изменчивости параметров модели Hardening Soil. В: *Инженерно-геологические задачи современности и методы их решения*. Материалы науч.-практ. конф., Москва, 13–14 апреля 2017 г. Москва: Геомаркетинг; 2017, с. 192–197.

References

1. *Konyukhov D.S., Kazachenko S.A.* The influence of a mathematical model of soil behavior under load on modeling the impact of subway construction on the surrounding buildings. *Transport construction*. 2017;(10):12–15. (In Russian).
2. *Merkulova A.D., Zubarev V.S.* Hardening Soil: practical experience in applying the results of geotechnical engineering surveys. *Metro i tonneli = Metro and tunnels*. 2021;(3):34–37. (In Russian).
3. *Sharafutdinov R.F., Isaev O.N., Zakatov D.S.* Analysis of methods for modeling the effect of tunnel tunneling on deformations of the soil massif. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2023;(2):12–19. (In Russian).
4. State Standard 12248.3-2020. *Soils. Determination of strength and deformation parameters by triaxial compression testing*. Moscow: Standartinform Publ.; 2020. (In Russian).
5. STO 36554501-067-2021. *Laboratory determination of parameters of nonlinear mechanical behavior of soils with volumetric and double hardening*. Moscow: JSC Research Center of Construction; 2021. (In Russian).
6. State Standard 12248.4-2020. *Soils. Determination of deformation parameters by compression testing*. Moscow: Standartinform Publ.; 2020. (In Russian).
7. State Standard R 58326-2018. *Soils. Laboratory method for determining the overconsolidation characteristics*. Moscow: Standartinform Publ.; 2018. (In Russian).
8. *Ter-Martirosyan A.Z., Angelo G.O., Ermoshina L.Y.* Methodology for determining the parameters of the Hardening Soil model. Moscow: MISS – MGSU; 2024. (In Russian).
9. *Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G.* The hardening soil model: Formulation and verification. In: *Beyond 2000 in computational geotechnics*. Routledge; 2019, pp. 281–296. <https://doi.org/10.1201/9781315138206-27>

10. State Standard 20522-2012. Soils. Methods of statistical treatment of test results. Moscow: Standartinform Publ.; 2013. (In Russian).
11. Fadeev A.B. The finite element method in geomechanics. Moscow: Nedra Publ.; 1987. (In Russian).
12. Wu J.T.H., Tung S.C.-Y. Determination of Model Parameters for the Hardening Soil Model. Transportation Infrastructure Geotechnology. 2020;7(1):55–68. <https://doi.org/10.1007/s40515-019-00085-8>
13. Mirny A.Yu., Budoshkina K.A., Shishkina V.V. Statistical analysis of parameters of the Hardening soil model for soils of the Moscow region. Geotechnics. 2017;(4):58–64. (In Russian).
14. U.S. Army Corps of Engineers (USACE). Engineering and Design: Settlement Analysis (EM 1110-1-1904). Washington, DC: Department of the Army, Office of the Chief Engineer; 1990.
15. Siguta Yu.V. Determination of parameters for the Hardening Soil model: practice. GeolInfo [internet]. 2020. Available at: <https://geoinfo.ru/product/siguta-yurij-vasilevich/opredelenie-parametrov-dlya-modeli-hardening-soil-praktika-42444.shtml> (accessed: 19 September 2024). (In Russian).
16. Alekseev A.V., Iovlev G.A. Adjustment of hardening soil model to engineering geological conditions of Saint-Petersburg. Mining information and analytical bulletin. 2019;(4):75–87. (In Russian). <https://doi.org/10.25018/0236-1493-2019-04-0-75-87>
17. Trufanov A.N. Shulyat'ev O.A., Rostovtsev A.V., Gabsalyamov G.U. Methods for determination of soil overconsolidation parameters and their practical use in the conditions of St. Petersburg. Inzhenernye izyskaniya = Engineering surveys. 2014;(11):32–39. (In Russian).
18. Melnikov R.V., Sagitova R.H. Calibration of the parameters of the Hardening Soil model based on the results of laboratory tests in the SoilTest program. Akademicheskij vestnik UralNIiproekt RAASN. 2016;(3):79–83. (In Russian).
19. SP 22.13330.2016. Soil bases of buildings and structures. Updated version of SNiP 2.02.01-83* [internet]. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/456054206>. (In Russian).
20. Ter-Martirosyan A.Z., Mirny A.Yu. Analysis of statistical variability of parameters of the Hardening Soil model. In: Engineering and geological problems of our time and methods of their solution. Materialy nauch.-prakt. konf., Moscow, 13–14 April 2017. Moscow: Geomarketing Publ.; 2017, pp. 192–197. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Анна Николаевна Малеева , главный специалист лаборатории механики опасных природно-техногенных процессов и разработки методов инженерной защиты (№ 18), НИИОСП им. Н.М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: gruntlab18@gmail.com

Anna N. Maleeva , Chief Specialist, Laboratory of Mechanics of Hazardous Natural and Technogenic Processes and Development of Engineering Protection Methods (No. 18), Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: gruntlab18@gmail.com

Андрей Игоревич Харичкин, канд. техн. наук, заведующий лабораторией механики опасных природно-техногенных процессов и разработки методов инженерной защиты (№ 18), НИИОСП им. Н.М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство»; доцент кафедры гидравлики и гидротехнического строительства, НИУ МГСУ; Москва

e-mail: andrei.kharichkin@gmail.ru

Andrey I. Kharichkin, Cand. Sci. (Engineering), Head of the Laboratory of Mechanics of Hazardous Natural and Technogenic Processes and Development of Engineering Protection Methods (No 18), Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction; Associate Professor, Department of Hydraulics and Hydraulic Engineering, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow

e-mail: andrei.kharichkin@gmail.ru

 Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-123-140](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-123-140)
УДК 624.138.232.1

EDN: KKRNEO

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ С ОРГАНИЧЕСКИМИ ВКЛЮЧЕНИЯМИ РАСТВОРАМИ НА ОСНОВЕ АКРИЛАТОВ, СИЛОКСАНОВ И ЦЕМЕНТОВ

А.И. МИСЮК^{1,✉}А.В. ШАПОШНИКОВ¹, канд. техн. наукД.В. АНТОНЕНКО^{1,2}О.А. ШУЛЯТЬЕВ¹, д-р техн. наукВ.В. ОРЕХОВ¹, д-р техн. наукК.П. ПЯТИКРЕСТОВСКИЙ², д-р техн. наук

¹ 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

² АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Усиление оснований фундаментов методом цементации изучено достаточно хорошо. Развитие технологий и промышленности приводит к производству полимерных материалов (акрилат) и кремний-органических материалов (силоксан), свойства которых позволяют их использовать в строительстве в качестве гидроизоляционных материалов. Способность этих материалов к гелеобразованию и к связыванию частиц делает их интересными для применения с целью улучшения свойств грунтов, в том числе с органическими включениями. Применение для закрепления грунтов с органическими включениями как цементных растворов, так и химических (акрилат, силоксан) в действующей нормативной документации никак не регламентировано.

Цель. Изучить возможность закрепления грунтов с органическими включениями растворами на основе цемента, акрилатов и силоксанов.

Материалы и методы. В качестве грунтов с органическими включениями в лабораторных исследованиях использовались смеси песка разной крупности с торфом. В качестве крепителей применялись цементные растворы типов И, ИТДВ, ИОТДВ (различаются по степени помола), акрилат, силоксан.

Результаты. По результатам исследований для закрепления цементными растворами определены значения прочности в зависимости от количества органических включений, для закрепления акрилатными растворами выявлено отсутствие закрепления грунтов с органикой. При закреплении песков без органики акрилаты связывают частицы грунта, но не придают прочности образцам. Исходный силоксан, используемый в данных работах, не пригоден в качестве крепителя для грунтов.

Выводы. При дальнейших исследованиях следует определить области применения и ограничения в применении цементных растворов для закрепления грунтов с органикой, определить влияние акрилатных растворов на грунты и возможность применения их для противофильтрационных мероприятий и мероприятий против разжижения грунтов в сейсмически активных районах. Все выводы, сделанные по результатам лабораторных работ, следует подтвердить в полевых условиях и при численном моделировании.

Ключевые слова: закрепление грунтов, химическое закрепление грунтов, цементный раствор, раствор микроцемента, акрилат, силоксан, органическое вещество, грунты с включением органического вещества, прочность образца грунта

Для цитирования: Мисюк А.И., Шапошников А.В., Антоненко Д.В., Шулятьев О.А., Орехов В.В., Пятикрестовский К.П. Лабораторные исследования закрепления грунтов с органическими включениями растворами на основе акрилатов, силоксанов и цементов. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2024;43(4):123–140. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-123-140](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-123-140)

Вклад авторов

Мисюк А. И. – корректировка программы, проведение экспериментальных работ, анализ и оформление результатов.

Шапошников А. В. – общее руководство работой, корректировка методики проведения работ и программы исследований, анализ результатов, разработка рекомендаций.

Антоненко Д. В. – составление программы исследований.

Шулятьев О. А. – общее руководство работой, корректировка методик, контроль выполнения, анализ результатов и рекомендаций.

Орехов В. В. – обзор зарубежной и отечественной практики, составление программы.

Пятикрестовский К. П. – обзор зарубежной и отечественной практики, анализ результатов.

Финансирование

Финансирование НИОКР по внутреннему соглашению № 15 от АО «НИЦ «Строительство».

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 11.11.2024

Поступила после рецензирования 02.12.2024

Принята к публикации 05.12.2024

LABORATORY TESTING STABILIZATION OF SOILS WITH ORGANIC CONSTITUENTS USING ACRYLATE, SILOXANE, AND CEMENT MORTARS

A.I. MISYUK^{1,✉}

A.V. SHAPOSHNIKOV¹, Cand. Sci. (Engineering)

D.V. ANTONENKO^{1,2}

O.A. SHULYATYEV¹, Dr. Sci. (Engineering)

V.V. OREKHOV¹, Dr. Sci. (Engineering)

K.P. PYATIKRESTOVSKY², Dr. Sci. (Engineering)

¹*Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Ryazanskiy ave., 59, Moscow, 109428, Russian Federation*

²*JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation*

Abstract

Introduction. Cement strengthening of the foundations has been studied fairly well. The advancements in technology and industry leads to the production of polymer materials (acrylate) and siloxane materials, the properties of which make them suitable for use in construction as waterproofing agents. Due to their gelation capability and ability to bind particles, these materials obtain high potential for applications aimed

at enhancing soil properties, including those with organic constituents. However, the use of both cement mortars and chemical agents (acrylate, siloxane) for the stabilization of soils with organic constituents currently remains unregulated in existing normative documentation.

Aim. To investigate the potential for stabilization of soils with organic constituents using solutions based on cement, acrylates, and siloxanes.

Materials and methods. Laboratory studies utilized mixtures of peat and sands of varying granularity as the soil containing organic constituents. Cement mortars of types I, ITDV, IOTDV according to Russian State Standard R 59704-2021 (distinguished by their degree of fineness), as well as acrylate and siloxane were employed as the binding agents.

Results. The study determined specific strength values for cement strengthening in relation to the number of organic constituents. Stabilization using acrylate solutions revealed no binding effect on organic soils. In the case of sands devoid of organic content, acrylates were capable of binding soil particles; however, they failed to confer strength to the samples. Furthermore, the siloxane used in this study was found to be unsuitable as a binding agent for soils.

Conclusions. Future studies shall define the application and limitations of cement mortars for stabilizing soils containing organic constituents, as well as assess the impact of acrylic solutions on soil and their applicability for anti-permeability measures and soil liquefaction mitigation in seismically active regions. All conclusions drawn from laboratory investigations shall be validated through field studies and numerical modeling.

Keywords: soil stabilization, chemical soil stabilization, cement mortar, micro-cement mortar, acrylate, siloxane, organic matter, soils with organic constituents, sample soil strength

For citation: Misyuk A.I., Shaposhnikov A.V., Antonenko D.V., Shulyatyev O.A., Orekhov V.V., Pyatikrestovsky K.P. Laboratory testing stabilization of soils with organic constituents using acrylate, siloxane, and cement mortars. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2024;43(4):123-140. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-123-140](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-123-140)

Authors contribution statement

Misyuk A.I. – organization and implementation of the test program, experiments, processing and analysis of the results.

Shaposhnikov A.V. – general management, adjustment of methodology and research design, analysis of the results, recommendations.

Antonenko D.V. – development of the research design.

Shulyatyev O.A. – general management, adjustment of methodology, supervision, analysis of the results and recommendations.

Orekhov V.V. – literature review, development of the research design.

Pyatikrestovsky K.P. – literature review, analysis of the results.

Funding

Funding for Research and Development was provided under internal agreement No. 15 by JSC Research Center of Construction.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 11.11.2024

Revised 02.12.2024

Accepted 05.12.2024

Введение

Идет активное освоение новых территорий под строительство. Остро стоит вопрос строительства на основаниях из специфических грунтов со включениями органических веществ. Эти грунты из-за таких свойств, как разложение частиц, могут привести к критическим деформациям зданий и сооружений, предшествующим полному разрушению объекта. При этом специфические грунты распространены по всему миру и зачастую невозможно выбрать альтернативную площадку для строительства или произвести замену грунта.

В целях улучшения физико-механических свойств таких грунтов следует рассмотреть возможность их закрепления. В том числе крепителями, свойства которых не регламентированы действующей нормативной документацией.

Для закрепления грунтов в практике современного строительства и в действующих нормативных документах по проектированию и производству работ применяют следующие основные способы закрепления:

- инъекционный;
- виброинъекционный;
- буросмесительный (глубинное перемешивание);
- струйный;
- термический;
- электрохимический.

Кроме этого, закрепление грунтов подразделяют на основании исходных растворов:

- закрепление грунтов химическими растворами;
- закрепление грунтов цементными растворами.

В НИИОСП им. Н. М. Герсеванова проведена поисковая работа по исследованию закрепляемости специфических грунтов с органическими включениями крепителями на цементной основе, акрилатной и раствором силоксана. Работа выполнена при финансировании из научного фонда АО «НИЦ «Строительство».

Цели и задачи

При планировании работ были поставлены следующие задачи:

- определить возможность применения новых материалов для закрепления специфических грунтов;
- оценить влияние исследуемых крепителей на рассматриваемые грунты для определения области применения этих материалов;
- определить возможность и направление последующих исследований изучения рассмотренных материалов;
- актуализировать действующую техническую и нормативную документацию в части закрепления грунтов и исследования закрепленных грунтов.

В целом в ходе работ необходимо было получить систематизированные экспериментальные данные о возможности применения исследуемых растворов для закрепления грунтов различного типа и состава; получить данные о составах, концентрациях и свойствах исследуемых растворов; получить данные о свойствах исследуемых грунтов, закрепленных рассматриваемыми растворами, в том числе значения прочности.

Опыт закрепления грунтов с содержанием органического вещества

В отечественной практике имеется опыт закрепления заторфованных грунтов способом однорастворной силикатизации лессовых супесей-суглинков и двухрастворной электросиликатизацией заторфованных грунтов.

В зарубежной практике специфические грунты с органикой тоже закрепляются. Одним из примеров является закрепление илистого грунта в Португалии под зданием кинотеатра. Здание представляет собой гибкую конструкцию, основанием которой служит илистый песок толщиной слоя 10 м. В процессе эксплуатации появилась необходимость усилить существующий свайный фундамент из микросвай. В качестве решения в данном варианте использовалась технология создания элементов закрепленного грунта в грунте методом струйной цементации. Одинарные колонны диаметром 500 мм работали как глубокое основание для передачи вертикальных нагрузок на глины. Каждая колонна несет осевую рабочую нагрузку, равную 400 кН.

Технологии цементации грунтов уже хорошо изучены. А в части закрепления грунтов с органикой требуется уточнить значения прочности, которые можно достичь при закреплении цементными растворами.

В настоящее время с развитием технологий и химической отрасли появились и малоизученные полимерные материалы, которые активно применяются в строительной отрасли. В частности, как замена бурового бентонитового раствора при разработке траншей или для гидроизоляции конструкций, в том числе отсечной.

Также на рынке имеется много примеров составов, которые обеспечивают гелеобразование и способны связывать между собой частицы грунта.

Применение таких материалов пока не регламентировано действующей нормативной документацией РФ и требует дополнительных исследований и разработки методик испытания.

Нормативная документация

Определение свойств закрепленных грунтов регламентировано ГОСТ Р 59706-2022 [1]. Этот стандарт устанавливает базовые показатели закрепленных грунтов растворами на основе цемента и силиката натрия.

Требования к закреплению грунтов растворами на основе акрилатов и силоксанов в действующей базе стандартов отсутствуют. В СП 22.13330.2016 [2] указывается на обязательные предварительные исследования новых крепителей для оценки возможности их применения в практике строительства.

Действующие стандарты дополняют нормы проектирования и устанавливают общие требования как к исходным компонентам, так и к характеристикам закрепленных грунтов и методам их закрепления. Нормативная документация, регламентирующая требования к закрепленным грунтам, приведена на рис. 1.

Общие требования к лабораторным испытаниям грунтов и растворов, оборудованию и приборам, лабораторным помещениям, способам изготовления образцов для испытаний приведены в ГОСТ 30416-2020 [3], ГОСТ Р 59538-2021 [4], ГОСТ Р 70696-2023 [5], ГОСТ Р 70695-2023 [6], ГОСТ Р 59705-2021 [7], ГОСТ Р 70308-2022 [8], ГОСТ Р 59706-2022 [1].

Исходные компоненты растворов на основе цемента должны соответствовать [4, 8].

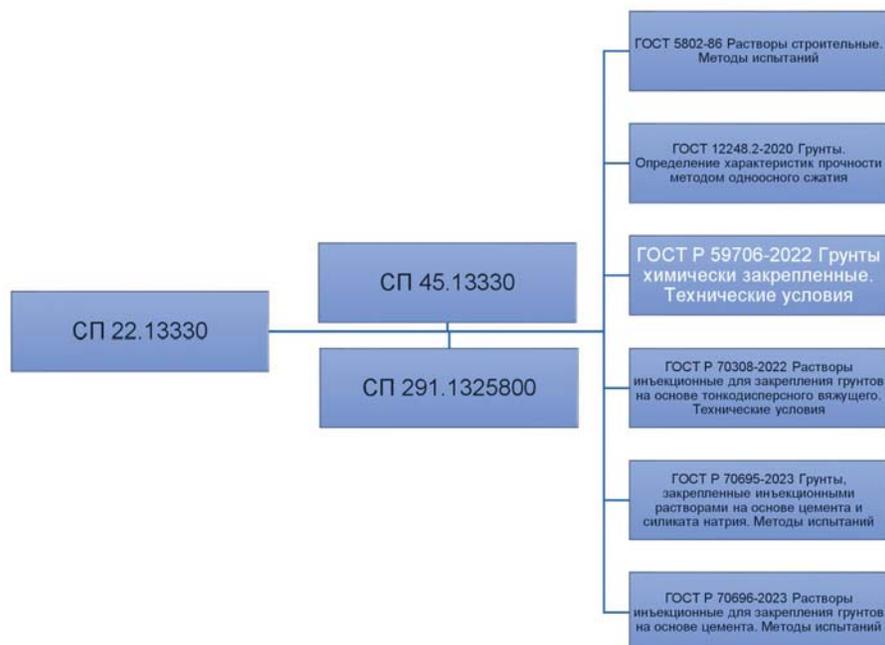


Рис. 1. Нормативная документация, регламентирующая закрепление грунтов и контроль закрепленных грунтов
Fig. 1. Regulatory documentation for soil stabilization and the monitoring of stabilized soils

В процессе экспериментальных работ было выполнено:

- для моделей исследуемых грунтов: определение плотности (ρ) и коэффициента фильтрации (Кф) согласно ГОСТ 25584-2016 [9], ГОСТ 5180-2015 [10];
- для растворов крепителей: плотность, прочность согласно [5];
- для образцов закрепленного грунта цементными растворами: определение плотности и прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии согласно [1, 6].
- для образцов закрепленного грунта химическим (акрилатным) раствором: определение плотности и прочности на одноосное сжатие согласно [1, 6].

Методика работы

Исследуемые грунты. Методика изготовления моделей грунтов

В качестве специфических грунтов с органическими включениями были исследованы специфические грунты с содержанием органического вещества в количестве 1,5; 4,5 и 8,5%. Грунт, используемый для закрепления, нарушенной структуры. Для проведения экспериментальной части требуемые грунты были изготовлены в лабораторных условиях путем механического смешивания песков с торфом. Вследствие неоднородности получаемой смешиваемой массы были определены интервалы содержания органики в моделях: 1–3%, 4–7%, 7–10%.

В работе рассмотрены модели грунтов, представленные в табл. 1.

Следует отметить, что торфы относятся к наиболее сжимаемым грунтам. Из-за большого содержания в торфах связанной воды осадки оснований, сложенных торфом или содержащих

Таблица 1

Модели исследуемых грунтов

Table 1

Soil models under investigation

Маркировка модели	Разновидность песка	Содержание органических веществ (торф), %
1.0	мелкий	0
1.1	мелкий	1,5
1.2	мелкий	4,5
1.3	мелкий	8,5
2.0	средней крупности	0
2.1	средней крупности	1,5
2.2	средней крупности	4,5
2.3	средней крупности	8,5
3.0	крупный	0
3.1	крупный	1,5
3.2	крупный	4,5
3.3	крупный	8,5

включения заторфованных грунтов, бывают значительны и затухают очень медленно. Несущая способность торфа и заторфованных грунтов очень мала.

Перед смешиванием производилась предварительная подготовка исходного торфа в виде просеивания через сита с отверстиями диаметром 2,5 мм с целью получить относительно однородный материал для смешивания.

Требуемая масса торфа для получения заданного процентного соотношения определялась расчетным методом с учетом фактической влажности и зольности исходного торфа. Фактическое содержание органического вещества в моделях грунта было проверено и подтверждено в лабораторных условиях.

Исследуемые растворы. Характеристики и пропорции компонентов

В качестве крепителей рассматривались следующие растворы: цементные и микроцементные (табл. 2), акрилатный раствор (табл. 3), силоксан (табл. 4).

Таблица 2

Состав цементных растворов

Table 2

Composition of cement mortars

Вид раствора	Удельная поверхность частиц согласно [4], см ² /г	В/Ц	Состав раствора на 1 м ³			Плотность, г/см ³
			цемент М500, кг	бентонит, кг (1%Ц)	вода, л	
И	3000–5000	0,8	880	8	704	1,6
ИТДВ	5000–8000	1	750	0	750	1,52
ИОТДВ	8000–20000	2	430	0	860	1,29

Таблица 3

Состав акрилатного раствора

Table 3

Composition of acrylic solution

Вид раствора	Пропорции компонентов				Плотность, г/см ³
	А1, кг	А2, кг	В (соль), кг	вода, кг	
Акрилат	0,5	0,0125	0,001	0,5	1,15

Таблица 4

Состав силиконового раствора

Table 4

Composition of siloxane solution

Вид раствора	Пропорции компонентов		Плотность, г/см ³
	силиоксан, кг	вода, кг	
Раствор силиксана	Применялся неразбавленным		1,15

Маркировка И, ИТДВ, ИОТДВ указывает на градацию цементов по площади удельной поверхности частиц. Растворы типа И изготавливаются на основе цементов общестроительного назначения. ИТДВ и ИОТДВ относятся к растворам «микроцементов» в зависимости от крупности помола. Такое разделение растворов регламентировано [4].

Проведение работ

При изготовлении образцов закрепленного грунта смешивание производится вручную в механических смесителях с частотой вращения 30–200 об/мин. Далее выполняется заполнение форм размерами 70 × 70 × 70 мм.

После приготовления смеси грунта и раствора образцы укладываются в формы не позднее 5 мин после окончания перемешивания.

Испытания выполнялись в лабораторных условиях. Испытания на затвердевших образцах выполнены в возрасте 14 сут для фиксации нормативных показателей прочности и плотности. На рис. 2 показан образец закрепленного грунта перед испытанием.

Определение плотности закрепленного грунта проводилось на образцах, изготавливаемых для определения прочности.

Все работы по изготовлению образцов и проб растворов выполнялись при температуре в помещении и температуре исходных компонентов 21–25 °С.

Испытания образцов закрепленного грунта цементными растворами в серии проводили в состоянии полного водонасыщения, при котором образцы насыщают водой и хранят в воде все время перед испытанием.



Рис. 2. Образец с составом: раствор типа ИОТДВ + песок средней крупности с добавлением органики 7–10 %
Fig. 2. Sample composition: ИОТДВ-type mortar with medium-grained sand with 7–10% content of organic matter



Рис. 3. Испытание образца на сжатие
Fig. 3. Compression testing of the sample

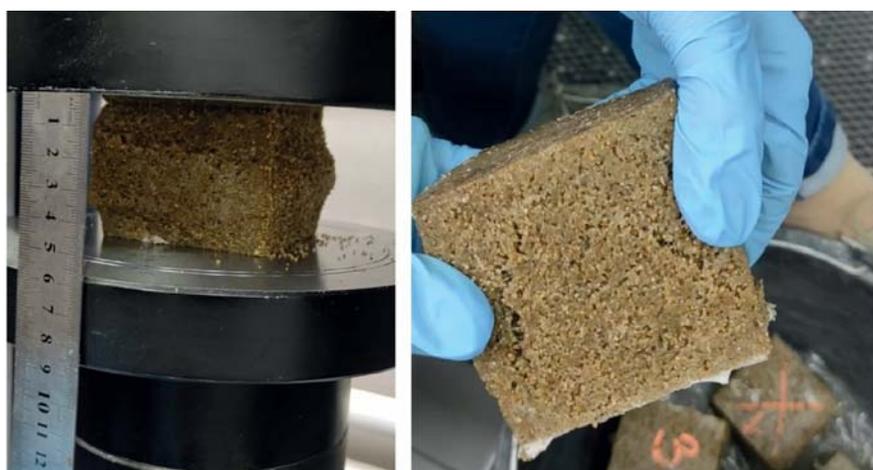


Рис. 4. Испытание образца на сжатие: крупный песок, закрепленный акрилатом
Fig. 4. Compression testing of the sample: coarse sand stabilized with acrylate solution

Испытание образцов на одноосное сжатие

Образец устанавливается на нижнюю плиту пресса центрально относительно его оси так, чтобы основанием служили грани, соприкасавшиеся со стенками формы при его изготовлении. Испытания на сжатие выполнялись на двух видах прессов: ПРГ-1-50 и MATEST S.p.A (модель YIM1500kN, серийный номер YIM1500KN/BA/0057). Процесс испытания на сжатие образцов, закрепленных цементным и акрилатным растворами, показан на рис. 3 и 4 соответственно.

Достигнутое в процессе испытания образца максимальное усилие принималось за величину разрушающей нагрузки.

Рабочая площадь сечения образцов определялась по результатам измерения как среднеарифметическое значение площадей двух противоположных граней.

Предел прочности раствора на сжатие вычисляют как среднее арифметическое значение результатов испытаний всех образцов.

Результаты работ

Определение свойств закрепленных грунтов регламентировано в [1]. В нем прописаны нормируемые показатели закрепленных грунтов: плотность, прочность, условный радиус закрепления, нормируемые минимальные значения модуля деформации.

В этом же ГОСТ приведены методики определения плотности и прочности образцов, отобранных из закрепленного грунта, деформационных характеристик.

Анализ результатов проводился путем сравнения полученных значений прочности образцов с базовыми нормируемыми показателями по [1].

Таблица 5

Базовые нормируемые показатели грунтов, закрепленных растворами на основе цемента

Table 5

Basic regulated parameters of soils stabilized with cement-based mortars

Вид крепителя	Коэффициент фильтрации, м/сут	Нормируемые показатели закрепленного грунта		Тип закрепленного грунта согласно [1]
		плотность, г/см ³	прочность на сжатие, МПа	
Растворы типа ИТДВ, ИОТДВ	0,5-10	1,5-2,3	0,5	Гз-ИП*
	10-20		0,5-1,5	
	20-50		1,5	
	50-80		1,5-2,5	
Раствор типа И	-		≤ 15	Гз-СЦ** (1 компонент)
	-		5-10	Гз-СЦ** (2 компонента)
	-		5-7,5	Гз-СЦ** (3 компонента)
Раствор типа И	-		3-10	Гз-ГП***

* ГП – закрепление грунта растворами типа И на основе цемента (цементация грунта методом глубинного перемешивания);

** ИП – закрепление грунта растворами типа ИТДВ и ИОТДВ на основе цемента (цементация грунта методом инъекции в режиме пропитки);

*** СЦ – закрепление грунта растворами типа И на основе цемента (цементация грунта методом струйной цементации)

Таблица 6

Базовые нормируемые показатели грунтов, закрепленных растворами на основе акрилата и силоксана

Table 6

Basic regulated parameters of soils stabilized with acrylate- and siloxane-based solutions

Вид крепителя	Коэффициент фильтрации, м/сут	Нормируемые показатели закрепленного грунта		Тип закрепленного грунта согласно [1]
		плотность, г/см ³	прочность на сжатие, МПа	
Раствор акрилата, раствор силоксана	10–20	1,5–2,1	0,5–1,5	Гз-С/2/1
	20–50		1–2	
	50–80		2–5	
Раствор акрилата, раствор силоксана	1		1–5	Гз-С/1/1
Раствор акрилата, раствор силоксана	0,5–1		0,3–0,5	Гз-С/1/УГ
	1–5		0,5–0,8	
	5–20		0,8–1,0	
Раствор акрилата, раствор силоксана	≥ 0,4	0,5–1	Гз-С/1/2	

С/1/УГ – закрепление грунта раствором силиката натрия (силикатизация однорастворная с применением углекислого газа);
С/1/1 – закрепление грунта раствором силиката натрия (силикатизация однорастворная однокомпонентная);
С/1/2 – закрепление грунта раствором силиката натрия (силикатизация однорастворная двухкомпонентная гелеобразующей смесью из раствора силиката натрия и алюмината натрия);
С/2/1 – закрепление грунта раствором силиката натрия и хлористого кальция (силикатизация двухрастворная однокомпонентная)

Для грунтов, закрепленных цементными растворами, анализ проводился в соответствии с базовыми показателями, нормируемыми [1, табл. 2, 3 и 5], которые приведены в табл. 5.

Для грунтов, закрепленных акрилатными и силоксановыми растворами, анализ проводился в соответствии с базовыми показателями, нормируемыми [1, табл. 4], которые приведены в табл. 6.

Далее представлены графики зависимости прочности образцов от количества органических веществ в грунте (рис. 5–8).

По итогам работ для цементных растворов можем увидеть, как падает прочность образцов с увеличением количества органического вещества в моделях. При включении органических веществ от 4,5 % и более не все образцы достигают нормируемой прочности. Для растворов типа И минимальная прочность – 3 МПа, для растворов микроцементов типов ИТДВ и ИОТДВ минимальная прочность – 0,5 МПа. Плотности всех образцов находятся в пределах допустимых значений.

Для растворов типа ИТДВ был применен микроцемент марки СокСоил. Образцы с добавлением органического вещества свыше 4,5 % и закрепленные этим цементом не перешли в твердое агрегатное состояние, а получили консистенцию глины. Таким образом, следует проверять влияние органосодержащих грунтов на выбранный цемент и возможность закрепления путем физического моделирования закрепления в лабораторных условиях.

При закреплении грунта без добавления органики акрилатным раствором видно, что образцы не достигают минимальной прочности 0,3 МПа. При этом происходит процесс гелеобразования, образцы сохраняют форму и объем.

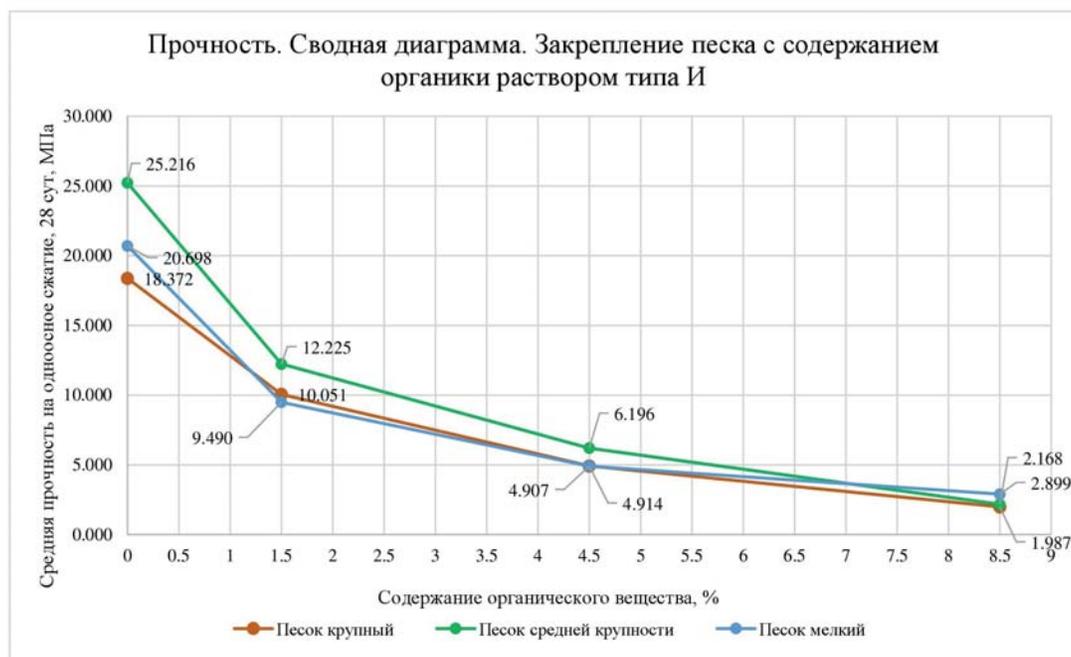


Рис. 5. Прочность. Закрепление песка с содержанием органики раствором типа И
Fig. 5. Strength. Stabilization of organic sand with Type-I mortar

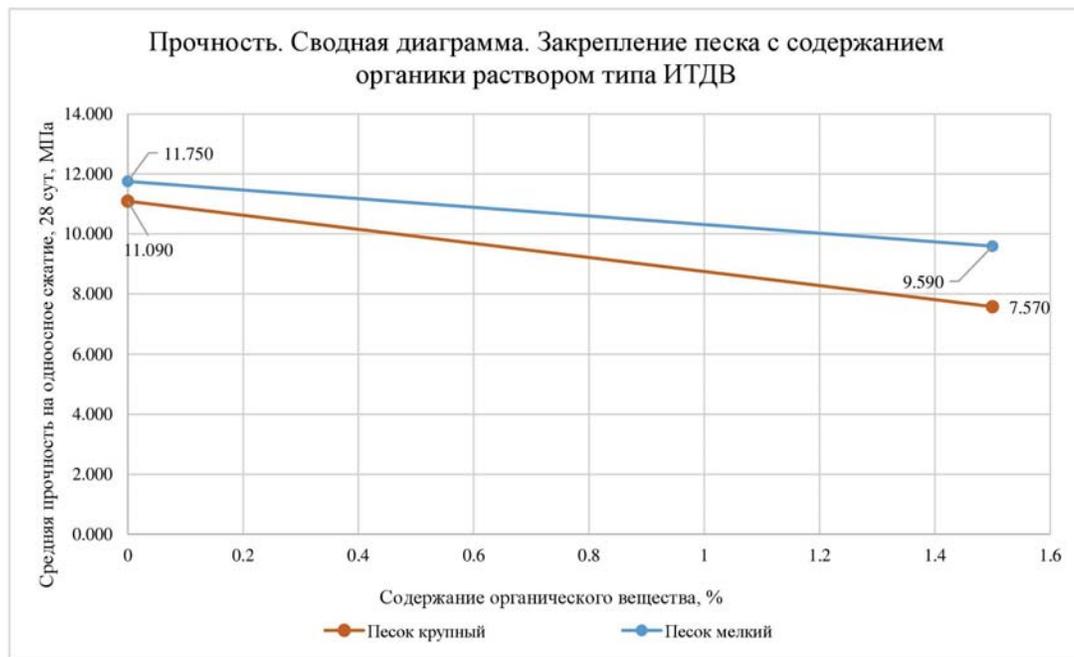


Рис. 6. Прочность. Закрепление песка с содержанием органики раствором типа ИТДВ
Fig. 6. Strength. Stabilization of organic sand with ITDV-type mortar



Рис. 7. Прочность. Закрепление песка с содержанием органики раствором типа ИОТДВ
Fig. 7. Strength. Stabilization of organic sand with IOTDV-type mortar



Рис. 8. Прочность. Закрепление песков без содержания органических включений раствором на основе акрилата
Fig. 8. Strength. Stabilization of sand without organic constituents with an acrylate-based solution

Таблица 7

Показатели модулей деформации незакрепленного и закрепленного песка при трехосном сжатии

Table 7

Deformation modulus values for unconfined and stabilized sand under triaxial compression

Максимальный девиатор, кПа	Разрушающая вертикальная нагрузка, кПа	Давление в камере, кПа	Секущий модуль деформации, E_{50} , МПа	Модуль деформации при разгрузке/повторном нагружении, E_{ur} , МПа
Песок крупный незакрепленный				
296	396	100	24	156
614	814	200	80	258
866	1166	300	107	320
Песок крупный закрепленный				
355	435	100	5	87
456	656	200	5	37
677	977	300	24	194

Таблица 8

Показатели прочностных характеристик незакрепленного и закрепленного песка при трехосном сжатии

Table 8

Strength characteristics of unconfined and stabilized sand under triaxial compression

Сцепление, C , кПа	Угол внутреннего трения, φ°	Референсное давление, p^{ref} , кПа	Опорный секущий модуль деформации, E_{50}^{ref} , МПа	Опорный модуль деформации при разгрузке/повторном нагружении, E_{ur} , МПа
Песок крупный незакрепленный				
6	36	100	26	158
Песок крупный закрепленный				
45	27	100	4	63

При добавлении органики более 4,5% образцы не меняют своего агрегатного состояния и не сохраняют форму и объем.

Поскольку образцы не обладают необходимой прочностью, были выполнены испытания в установке трехосного сжатия крупного песка, закрепленного и незакрепленного акрилатом.

По результатам выявлено, что в образцах с закреплением при заданном соотношении «грунт – раствор» уменьшается модуль деформации и угол внутреннего трения, а сцепление увеличивается почти в 8 раз. Результаты испытаний приведены в табл. 7 и 8.

При изучении исходного силиксана выявлено, что процесс гелеобразования не происходит и в качестве крепителя его использовать нельзя.

Были проведены исследования по влиянию этого состава на коэффициент фильтрации (Кф) нескольких моделей грунта. Были испытаны образцы без добавки силиксана и с добавкой.

Таблица 9

Показатели коэффициентов фильтрации образцов без добавки и с добавкой силоксана

Table 9

Permeability coefficient values for samples with and without siloxane

Модель грунта	Лаб. №	№ опыта	$m_{гр}$	плотность	K_{ϕ} , м/сут	образец с добавкой №	плотность	K_{ϕ} , м/сут
песок мелкий	3304	1	342,6	1,36	5,35	образец 1	1,46	0,84
						образец 2	1,46	0,58
						образец 3	1,44	0,44
песок средний	3305	1	430,44	1,45	26,56	образец 1	1,44	62,07
						образец 2	1,42	16,48
						образец 3	1,42	5,86
песок крупный	3306	1	390,54	1,43	17,83	образец 1	1,48	4,91
						образец 2	1,50	50,58
						образец 3	1,50	46,97
песок крупный с добавлением органики 4,5%	3307	1	351,6	1,3	2,87	образец 1	1,50	< 0,01
						образец 2	1,50	< 0,01
						образец 3	1,50	< 0,01

В отдельных образцах отмечено частичное снижение коэффициента фильтрации, в образцах с органикой фильтрация не началась. Результаты определения коэффициента фильтрации приведены в табл. 9.

Заключение

По итогам выполненных работ исследовано влияние крепителей на модели специфических грунтов с различным содержанием органических веществ, их прочность, деформационные свойства.

На основании анализа результатов работ предполагается выполнить актуализацию нормативной базы и действующих национальных стандартов. Следует дополнить действующий СП 22.13330.2016 [2] требованиями к закрепленным грунтам с органическими включениями, закрепляемыми цементными растворами; требованиями к грунтам, закрепляемым акрилатными растворами, определить область их применения. В СП 45.13330.2017 [11] необходимо указать требования к растворам, применяемым для закрепления грунтов с органическими включениями до 10%; требования к растворам на основе акрилатов при закреплении грунтов; необходимо дополнить и определить контролируемые показатели для закрепленных грунтов с органическими включениями до 10% и для грунтов, закрепляемых акрилатными растворами. Следует дополнить имеющиеся ГОСТы методиками испытания грунтов, закрепленных акрилатными растворами, а также базовыми нормируемыми показателями.

Для формирования контролируемых показателей и включения этих показателей в нормативную базу следует выполнить дополнительную верификацию полученных результатов на грунтах со включением органического вещества в естественном сложении в полевых условиях.

Список литературы

1. ГОСТ Р 59706-2022. Грунты химически закрепленные. Технические условия. Москва: Российский институт стандартизации; 2022.
2. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* [интернет]. Режим доступа: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/14627/>
3. ГОСТ 30416-2020. Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения. Москва: Российский институт стандартизации; 2021.
4. ГОСТ Р 59538-2021. Растворы инъекционные для закрепления грунтов на основе цемента. Технические условия. Москва: Стандартинформ; 2021.
5. ГОСТ Р 70696-2023. Растворы инъекционные для закрепления грунтов на основе цемента. Методы испытаний. Москва: Российский институт стандартизации; 2023.
6. ГОСТ Р 70695-2023. Грунты, закрепленные инъекционными растворами на основе цемента и силиката натрия. Методы испытаний. Москва: Российский институт стандартизации; 2023.
7. ГОСТ Р 59705-2021. Растворы инъекционные для закрепления грунтов на основе силиката натрия. Технические условия. Москва: Российский институт стандартизации; 2021
8. ГОСТ Р 70308-2022. Растворы инъекционные для закрепления грунтов на основе тонкодисперсного вяжущего. Технические условия. Москва: Российский институт стандартизации; 2022.
9. ГОСТ 25584-2016. Грунты. Методы лабораторного определения коэффициента фильтрации. Москва: Стандартинформ; 2016.
10. ГОСТ 5180-2015. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. Москва: Стандартинформ; 2016.
11. СП 45.13330.2017. Земляные сооружения, основания и фундаменты. Актуализированная версия СНиП 3.02.01-87 [интернет]. Режим доступа: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/14715/>
12. EN 12715:2000. Execution of special geotechnical work – Grouting. <https://doi.org/10.3403/02034454>
13. EN 12716:2001. Execution of special geotechnical works – Jet grouting. <https://doi.org/10.3403/02307696>
14. DD ENV 1997-3:2000. Eurocode 7. Geotechnical design. Part 3: Design assisted by fieldtesting. <https://doi.org/10.3403/02237242u>
15. *Falcao J., Pinto A.L., Pinto F.D.* Case histories of ground improvement solutions using jet-grouting. In: International conference on geotechnical and geological engineering. GeoEng2000. Vol. 2: Extended Abstract. Technomic Publishing Company; 2000.
16. ГОСТ 12248.2-2020. Грунты. Определение характеристик прочности методом одноосного сжатия. Москва: Стандартинформ; 2020.
17. ГОСТ 25100-2020. Грунты. Классификация. Москва: Стандартинформ; 2020.
18. ГОСТ 5802-86. Растворы строительные. Методы испытаний. Москва: Стандартинформ; 2018.
19. *Ибрагимов М.Н., Семкин В.В., Шапошников А.В.* Закрепление грунтов в подземном строительстве. Москва: АСВ; 2022.
20. *Ибрагимов М.Н., Семкин В.В., Шапошников А.В.* Опыт закрепления грунтов в основании исторических зданий музыкальной школы им. Гнесиных в Москве. Вестник НИЦ Строительство. 2014;(10):54–59.
21. *Малинин А.Г.* Струйная цементация грунтов. Москва: Стройиздат; 2010.
22. Методическое пособие по укреплению грунтов методами струйной цементации, глубинным перемешиванием, инъекции растворами на основе микроцементов, манжетной инъекцией в режиме гидро-разрывов. Москва: НИИОСП; 2020.
23. Методическое пособие по проектированию оснований и фундаментов на органоминеральных и органических грунтах. Москва: НИИОСП им. Н.М. Герсеванова; 2020.
24. СП 291.1325800.2017. Конструкции грунтоцементные армированные. Правила проектирования. Москва: Стандартинформ; 2017.
25. *Архангельский И.В., Солодухин М.А.* Справочник техника-геолога по инженерно-геологическим и гидрогеологическим работам. Москва: Недра; 1982.
26. Справочное пособие для обработки материалов инженерно-геологических изысканий. Москва: ДАР/ВОДГЕО; 2005.

References

1. State Standard R 59706-2022. Soil's chemical improvement. Specifications. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2022. (In Russian).
2. SP 22.13330.2016. Soil bases of buildings and structures. Updated version of SNiP 2.02.01-83* [internet]. Available at: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/14627/>. (In Russian).
3. State Standard R 30416-2020. Sods. Laboratory testing. General. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2021. (In Russian).
4. State Standard R 59538-2021. Cement based injection mortars. Specifications. Moscow: Standartinform Publ.; 2021. (In Russian).
5. State Standard R 70696-2023. Cement based injection mortars. Methods of testing. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2023. (In Russian).
6. State Standard R 70695-2023. Soils chemically fixed with mortars based on cement and sodium silicate. Methods of testing. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2023. (In Russian).
7. State Standard R 59705-2021. Sodium silicate injection mortars for soil consolidation. Specifications. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2021. (In Russian).
8. State Standard R 70308-2022. Injection mortars based on a finely dispersed binder for soil stabilization. Specifications. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2022. (In Russian).
9. State Standard 25584-2016. Soils. Laboratory methods for determination of coefficient of hydraulic conductivity. Moscow: Standartinform Publ.; 2016. (In Russian).
10. State Standard 5180-2015. Soils. Laboratory methods for determination of physical characteristics. Moscow: Standartinform Publ.; 2016. (In Russian).
11. SP 45.13330.2017. Earthworks, Grounds and Footings. Updated version of SNiP 3.02.01-87 [internet]. Available at: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/14715/> (In Russian).
12. EN 12715:2000. Execution of special geotechnical work – Grouting. <https://doi.org/10.3403/02034454>
13. EN 12716:2001. Execution of special geotechnical works – Jet grouting. <https://doi.org/10.3403/02307696>
14. DD ENV 1997-3:2000. Eurocode 7. Geotechnical design. Part 3: Design assisted by fieldtesting. <https://doi.org/10.3403/02237242u>
15. *Falcao J., Pinto A.L., Pinto F.D.* Case histories of ground improvement solutions using jet-grouting. In: International conference on geotechnical and geological engineering. GeoEng2000. Vol. 2: Extended Abstract. Technomic Publishing Company; 2000.
16. State Standard 12248.2-2020. Soils. Determination of strength parameters by unconfined compression testing. Moscow: Standartinform Publ.; 2020. (In Russian).
17. State Standard 25100-2020. Soils. Classification. Moscow: Standartinform Publ.; 2020. (In Russian).
18. State Standard 5802-86. Mortars. Test methods. Moscow: Standartinform Publ.; 2018. (In Russian).
19. *Ibragimov M.N., Semkin V.V., Shaposhnikov A.V.* Soil consolidation in underground construction: monograph. Moscow: ASV Publ.; 2022. (In Russian).
20. *Ibragimov M.N., Semkin V.V., Shaposhnikov A.V.* The experience of fixing soils at the base of historical buildings of the Gnessin music School in Moscow. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2014;(10):54–59. (In Russian).
21. *Malinin A.G.* Jet cementation of soils. Moscow: Stroyizdat Publ.; 2010. (In Russian).
22. Methodological guide for strengthening soils by jet cementation methods, deep mixing, injection with solutions based on micro-cements, cuff injection in the mode of hydraulic fracturing. Moscow: NIIOSP; 2020. (In Russian).
23. Methodological guide for the design of foundations and foundations on organomineral and organic soils. Moscow: NIIOSP named after N.M. Gersevanov; 2020. (In Russian).
24. SP 291.1325800.2017. Armed grouted structures. Rules of architectural design. Moscow: Standartinform Publ.; 2017. (In Russian).
25. *Solodukhin M.A., Arkhangel'sky I.V.* Handbook of a geologist technician on engineering-geological and hydrogeological works. Moscow: Nedra Publ.; 1982.
26. Reference manual for processing materials of engineering and geological surveys. Moscow: DAR/VODGEO Publ.; 2005. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Анастасия Игоревна Мисюк[✉], заместитель заведующего сектором усиления оснований и закрепления грунтов лаборатории освоения подземного пространства городов (№ 35), НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: lab22@niiosp.ru

Anastasia I. Misyuk[✉], Deputy Head of the Base Reinforcement and Soil Stabilization Sector, Laboratory of Urban Underground Space Development (No. 35), Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: lab22@niiosp.ru

Андрей Васильевич Шапошников, канд. техн. наук, заведующий сектором усиления оснований и закрепления грунтов лаборатории освоения подземного пространства городов (№ 35), НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Andrey V. Shaposhnikov, Cand. Sci. (Engineering), Head of the Base Reinforcement and Soil Stabilization Sector, Laboratory of Urban Underground Space Development (No. 35), Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow

Дмитрий Владимирович Антоненко, аспирант, АО «НИЦ «Строительство»; инженер сектора усиления оснований и закрепления грунтов лаборатории освоения подземного пространства городов (№ 35), НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Dmitry V. Antonenko, Postgraduate Student, JSC Research Center of Construction; Engineer, Base Reinforcement and Soil Stabilization Sector, Laboratory of Urban Underground Space Development (No. 35), Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow

Олег Александрович Шулятьев, д-р техн. наук, заместитель директора по научной работе, заведующий лабораторией освоения подземного пространства городов (№ 35), НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Oleg A. Shulyatyev, Dr. Sci. (Engineering), Deputy Director for Scientific Work, Head of the Laboratory of Urban Underground Space Development (No. 35), Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow

Вячеслав Валентинович Орехов, д-р техн. наук, главный специалист экспертно-аналитического отдела, НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Vyacheslav V. Orekhov, Dr. Sci. (Engineering), Chief Specialist of the Expert and Analytical Department, Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow

Константин Пантелеевич Пятикрестовский, д-р техн. наук, АО «НИЦ «Строительство», Москва
Konstantin P. Pyatikrestovsky, Dr. Sci. (Engineering), JSC Research Center of Construction, Moscow

[✉] Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

РЕАКЦИОННОСПОСОБНЫЕ СО ЩЕЛОЧАМИ ЗАПОЛНИТЕЛИ: КОРРОЗИЯ И ЗАЩИТА БЕТОНА

Н.К. РОЗЕНТАЛЬ¹, д-р техн. наук
Г.В. ЧЕХНИЙ^{2,✉}, канд. техн. наук
А.Н. РОЗЕНТАЛЬ¹

¹ АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Российская Федерация

² Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 5, г. Москва, 109428, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Один из видов коррозии бетона вызван химическим взаимодействием аморфного кремнезема в заполнителе со щелочами цементного камня. Процесс развивается медленно, повреждения бетона обнаруживаются лишь через несколько лет с момента завершения строительства. Первоначально повреждения, вызванные щелочной коррозией бетона, обнаруживали в крупных сооружениях – плотинах, мостах, дорожных покрытиях. Ремонт и защита поврежденных бетонных сооружений сложен. Настоящая статья посвящена вопросам предотвращения и защиты конструкций, повреждаемых названным видом коррозии.

Цель. Оценка методов защиты бетона от внутренней щелочной коррозии.

Материалы и методы. Приведены результаты определения реакционной способности заполнителей из щебня и песка различных месторождений. Испытан метод защиты от щелочной коррозии пропиткой бетона раствором нитрата лития. Для ускорения пропитки применена обработка бетона постоянным электрическим током.

Результаты. Показана неравноценность результатов, полученных стандартными методами испытаний. Показано, что наиболее надежными являются результаты, полученные длительными, не менее одного года, испытаниями бетона на исследуемых заполнителях и цементах. Оценена возможность ремонта бетона с признаками щелочной коррозии путем пропитки растворами литиевых соединений с наложением электрического тока.

Выводы. Выполнены исследования расширения бетона вследствие щелочной коррозии заполнителей, полученных из различных месторождений. Подтверждена необходимость длительных испытаний бетонов на заполнителях конкретных поставщиков с учетом особенностей применяемых цементах и минеральных добавок. Проверена возможность защиты бетона от щелочной коррозии введением добавок соединений лития, в том числе с использованием электрического тока. Наложение тока ускоряет пропитку бетона растворами солей лития, однако создает определенные трудности. Пропитка наружного слоя создает предпосылки для растрескивания наружного пропитанного слоя бетона вследствие разности деформаций наружного слоя и внутренних слоев, не подвергшихся пропитке. При подозрении на реакционную способность заполнителя со щелочами цемента рекомендуется вводить в состав бетона тонкомолотые кремнеземсодержащие добавки для связывания щелочей и предотвращения развития повреждения бетона.

Ключевые слова: щелочная коррозия бетона, реакционноспособный кремнезем, методы испытаний, литиевые соединения, метод пропитки, обработка электрическим током

Для цитирования: Розенталь Н.К., Чехний Г.В., Розенталь А.Н. Реакционноспособные со щелочами заполнители: коррозия и защита бетона. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2024;43(4):141–155. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-141-155](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-141-155)

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 01.07.2024

Поступила после рецензирования 05.08.2024

Принята к публикации 08.08.2024

ALKALI-REACTIVE AGGREGATES: CORROSION AND PROTECTION OF CONCRETE

N.K. ROZENTAL¹, Dr. Sci. (Engineering)
G.V. CHEKHNI^{2,✉} Cand. Sci. (Engineering)
A.N. ROZENTAL¹

¹JSC Research Center of Construction, 2nd Institut'skaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation

²Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, 2nd Institut'skaya str., 6, bld. 5, Moscow, 109428, Russian Federation

Abstract

Introduction. One type of concrete corrosion is caused by the chemical interaction of amorphous silica in aggregates with alkalis in the cement paste. This process develops slowly, and damage to the concrete is often detected only several years after construction is completed. Initially, damage caused by alkali-silica reaction was observed in large structures such as dams, bridges, and road pavements. Repairing and protecting damaged concrete structures is considered a complex process. The present paper addresses issues related to the prevention and protection of structures affected by this type of corrosion.

Aim. To evaluate methods for protecting concrete from internal alkali corrosion.

Materials and methods. The paper presents the results of determining the reactivity of aggregates from crushed stone and sand of various deposits. A method for protecting against alkali corrosion using lithium nitrate solution for impregnating concrete was tested in the process. To accelerate the impregnation process, concrete was treated with a direct current.

Results. The study demonstrates the inconsistency of results obtained through standard testing methods. The most reliable results are achieved through long-term testing (at least one year) of concrete made with the studied aggregates and cements. The study involved assessing feasibility of repairing concrete with signs of alkali corrosion through impregnation with lithium compound solutions while applying electric current.

Conclusions. The expansion of concrete due to alkali corrosion from aggregates sourced from various deposits has been investigated. The study confirmed the necessity for long-term testing of concretes using aggregates of specific suppliers, considering the characteristics of the applied cements and mineral additives. The authors examined the potential for protecting concrete from alkali corrosion through the introduction of lithium compound additives, including the use of current. The application of current accelerates the impregnation of concrete with lithium salt solutions; however, it poses certain challenges. Impregnation of the outer layer

creates conditions for cracking due to differences in deformation between the outer layer and the inner layers that have not undergone impregnation. If the reactivity of the aggregate with cement alkalis is suspected, it is recommended to introduce finely ground silica-containing additives into the concrete to bind alkalis and prevent the development of concrete damage.

Keywords: alkaline corrosion of concrete, reactive silica, test methods, lithium compounds, impregnation method, treatment by current

For citation: Rozental N.K., Chekhni G.V., Rozental A.N. Alkali-reactive aggregates: corrosion and protection of concrete. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2024;43(4):141–155. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-141-155](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-141-155)

Authors contribution statement

All authors made equal contributions to the study and the publication.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 01.07.2024

Revised 05.08.2024

Accepted 08.08.2024

Повреждение бетона в крупных сооружениях при правильно подобранном составе бетона и качественном выполнении бетонных работ впервые обнаружили в Калифорнии в плотине Паркер через два года после ее строительства. В бетоне появилась сетка трещин. Затем такую же сетку трещин обнаружили в устоях мостов, в бетонных покрытиях дорог и аэродромов, конструкциях зданий. Исследования бетона, в котором появлялись трещины, выполнил американский ученый Стентон [1]. Он сообщил о разрушении 10 км бетонного покрытия дороги после 2 лет эксплуатации.

Микроскопические исследования Стентона показали, что в бетоне вокруг частиц кремнистого заполнителя (гравия) образуется белая кайма, в которой содержатся щелочь и кремний. Цемент содержал более 0,6% соединений щелочных металлов. Содержание щелочей в цементе увеличилось, когда в него стали вводить пыль цементных печей, содержащую до 20% щелочей. Щелочи могут проникать в бетон также с грунтовыми водами. В бетоне крупный заполнитель (гравий) имел включения аморфного и тонкокристаллического опала и халцедона. Поверхность заполнителя разрушалась с образованием оболочки из геля, содержащего кремнезем, гидросиликаты кальция, натрия и калия. В присутствии воды такая оболочка набухала, создавала в структуре бетона растягивающие напряжения, в результате в бетоне возникали трещины. Такие повреждения бетона были зарегистрированы в 11 штатах США в крупных сооружениях из монолитного бетона, в 24 гидросооружениях и ряде мостов. Сооружения были построены из бетона с большим содержанием щелочей в цементе, с использованием заполнителей, содержащих реакционноспособный кремнезем. Разрушения наблюдали также в случае использования в качестве заполнителя доломитизированного известняка. Отмечалось накопление щелочей в катодных зонах фундаментов опор контактной сети.

В штатах Джорджия и Алабама (США) на 294 автодорожных мостах, возведенных из бетона, изготовленного с использованием цемента, содержащего 0,5–1% щелочных

соединений и гравий из различных пород, образовались трещины. Белая кайма из геля была обнаружена в 170 местах. При использовании других заполнителей белая кайма отсутствовала. Образование трещин снижало морозостойкость бетона.

В последующие годы подобные повреждения бетонных сооружений были зарегистрированы во Франции, Испании, Индии, Бразилии, Дании и в ряде других стран. В Дании ввиду массового характера повреждений бетонных сооружений был создан Национальный комитет по проблеме щелочестойкости бетона [2]. В дальнейшем функцию координации исследований щелочной коррозии бетона с реакционноспособным заполнителем взял на себя РИЛЕМ.

В нашей стране исследования щелочной коррозии бетона развивались с конца 1950-х годов. В статье [3] сообщается, что при проектировании гидротехнических сооружений стали запрещать применять гравий и щебень местных месторождений, если имелось подозрение на их потенциальную реакционную способность. Были обследованы гидроэлектростанции, построенные с использованием в бетоне потенциально реакционного гравия. В бетоне плотин Дубоссарской ГЭС (на Днестре), Камской и Воткинской ГЭС на Каме щелочной коррозии после десятилетней эксплуатации не обнаружено, хотя в заполнителях содержание растворимого в щелочах кремнезема превышало 200 ммоль/л [3]. Сообщается, что в течение 30 лет в плотинах на реках Каме, Белой, Днестре и Пруте щелочная коррозия бетона отсутствовала, хотя в заполнителях было до 30–60% кремнистых пород и от 150 до 900 ммоль/л растворимого кремнезема. Щелочная коррозия была обнаружена лишь в сооружении мола Ульяновского порта на Волге. При зимнем бетонировании сооружения использовали щелочесодержащие соли. Отсутствие повреждений от щелочной коррозии объяснили применением цементов с пуццолановыми добавками (трепела, опоки, диатомита, траса, шлаков в количестве 5–20%). За рубежом пуццолановые добавки при изготовлении цемента длительное время не применяли, но за период 1940–1990 гг. о щелочной коррозии бетона было опубликовано более 600 статей.

В работе [3] авторами сделан вывод, что при расходе цемента 250–260 кг/м³ и содержании активных минеральных добавок в цементе в размере 20% щелочная коррозия бетона не возникала.

В статье [4] автор сообщает об обследовании бетона гидротехнических сооружений на реках Каме, Белой, Днестре, выполненных в 1973–1979 гг. Возраст сооружений был 3–25 лет. Бетон был изготовлен на портландцементе с различным содержанием щелочей. Количество активных минеральных добавок (трепела, опоки и шлаков) составляло от 7 до 15%. Средний расход цемента – 220–320 кг/м³. Заполнителем являлся гравий, содержащий ПРС-кремни от 15 до 60%, и песок, включающий зерна кремня от 5 до 30%. Согласно результатам химического анализа содержание растворимого кремнезема равнялось 108–248 ммоль/л. В зернах кремня из отложений гравия и песка реки Белой количество растворимого в щелочах кремнезема равнялось 394–454 ммоль/л. Обследования показали отсутствие щелочной коррозии бетона. Автор рекомендует полностью исключить применение в бетоне кварцитовых опалово-халцедоновых песчаников. Для бетона, подвергающегося воздействию мороза, в случае применения ПРС-заполнителей (гравия или щебня) и портландцемента с содержанием щелочей более 0,6% исследователь рекомендует использовать портландцементы, содержащие не менее 10% активных минеральных добавок (трепела, опоки, диатомита и т. п.) и в зависимости от содержания щелочей в цементе указывает максимальный допустимый расход цемента (табл. 1).

В отечественных работах наиболее полно результаты исследований щелочной коррозии бетона изложены в работах В.М. Москвина и Г.С. Рояка [5–8]. Авторы считают, что решать вопрос о применении в бетоне заполнителя, содержащего реакционноспособного кремнезема более 50 ммоль/л в сочетании с цементом, содержащим менее 0,6% щелочей, следует только после испытаний – измерения деформаций, которые не должны превышать 0,05% через 6 месяцев и 0,1% через 12 месяцев. Заметим, что В.М. Москвин пишет, что разрушение бетона может наступить и через 10–16 лет.

В России вопросы коррозии и защиты от щелочной коррозии регулирует ГОСТ 8269.0-97 [9]. В стандарте приведен перечень реакционноспособных со щелочами пород и минералов (табл. 2).

В [9] приведены виды потенциально реакционноспособных со щелочами пород и минералов, которые выявляются на шлифах при петрографической разборке.

В России широко распространены горные породы, содержащие минералы, способные взаимодействовать со щелочами. К ним относятся магматические породы: граниты и гранитоидиориты с деформированным кристаллическим кварцем и выветрившимися включениями

Таблица 1

Максимальный допустимый расход цемента при различном содержании щелочей в цементе [4]

Table 1

Maximum allowable cement content at various alkali contents in cement [4]

Максимальное допустимое содержание щелочей в цементе, %	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
Количество портландцемента в бетоне, кг/м ³	500	400	375	330	300	270	250

Таблица 2

Виды потенциально реакционноспособных пород и минералов по ГОСТ 8269.0-97 [9]

Table 2

Types of potentially reactive rocks and minerals according to State Standard 8269.0-97 [9]

Минералы	Реакционноспособные породы	Минимальное содержание минерала, % по массе, при котором возможна щелочная коррозия бетона
Опал	Базальты и другие лавы, известняки, роговики, сланцы опаловидные	0,25
Стекло кислое аморфное	Обсидианы, перлиты, липариты, дациты, андезиты-дациты, андезиты, туфы и аналоги этих пород, имеющие стекловидную основу	3,0
Халцедон криптомикрo-кристаллический	Кремни, известняки, доломиты, песчаники с опалохалцедоновым и халцедонокварцевым цементом, яшмы, роговики	5,0
Кристобалит, тридимит кристаллические	Расплавы, состоящие из кремнезема, полученные плавлением	1,0
Кварц выветрелый деформированный	Кварцевые витрофиры, кварциты, песчаники, вулканические и метаморфические горные породы	3,0

полевых шпатов; риолиты, дациты, андезиты, трахиандезиты и базальты, содержащие силикатное и базальтовое стекло, в разной степени девитрифицированное, а также немного тридимита, кристобалита и опала, обсидиан, цинериты (вулканический пепел), ретинит (богатое водой риолитовое стекло) и стекло, богатое кремнеземом, часто с микротрещинами. Они включают гнейсы и сланцы, которые характеризуются открытыми контактами зерен и содержанием деформированного решетчатого кварца, микрокварца, полевого шпата и слюдистых минералов. Опасными разновидностями метаморфических пород являются кварциты, метапесчаники и амфиболиты, содержащие опалиновый кремнезем и вторичный микрокристаллический кварц, а также кварцевые сланцы, метагрейваки, филлиты и родственные породы, содержащие опалиновый кремнезем и микрокристаллический кварц. К потенциально реакционно-опасным осадочным породам относятся известняки, доломитовые известняки и доломиты, содержащие халцедон и опал в промежуточных слоях в микрозернистых или мелкодисперсных формах.

В России горными породами, содержащими потенциально химически активный кремнезем, являются песчаники в Среднем Поволжье и отложения кремня, состоящего из гравия и песка (Урал, Восточная Сибирь, Северо-Запад европейской части страны). На Дальнем Востоке, в Приморье, на острове Сахалине и на Камчатке некоторые кислые породы (андезиты и т. д.) считаются потенциально реакционноспособными. Крупные запасы магматических пород расположены в Ленинградской области, Карелии и на Урале. Гравийно-песчаные месторождения расположены в основном в европейском регионе Российской Федерации и недоступны в большинстве районов Сибири [10, 11]. Среди месторождений, особенно в Центральной и Северо-Западной зонах России, значительные объемы щебня добываются в залежах, образовавшихся в результате ледникового перемещения горных масс. Из этих отложений сложены моренные (флювиогляциальные) отложения в Московской, Тверской, Смоленской областях и Клинско-Дмитровской гряде. Минеральный состав камней в этих отложениях довольно разнообразен. В их состав входит большое количество кремня, а также опалы и другие некристаллические и микрокристаллические минералы, в основном содержащие аморфный диоксид кремния.

Сырьем для производства щебня служат магматические, осадочные и метаморфические породы, а также крупногабаритный гравий из песчано-гравийных смесей. В других регионах (Татарстан, Краснодарский край, Московская и Нижегородская области) доступны только породы средней и низкой прочности. В Башкортостане, Пермском крае, Ростовской, Свердловской и Челябинской областях есть месторождения, пригодные для производства щебня любой марки. В европейском регионе России магматические породы представлены только в 14 из 46 источников. В некоторых других регионах доступны только осадочные породы и песчано-гравийные смеси [12]. Вулканические породы в дальневосточных регионах России изучены довольно подробно. Среди этих пород значительное число проявляет реакционную способность по отношению к щелочам цемента [13].

В общем виде механизм повреждения бетона вследствие реакции щелочей, растворяющих реакционноспособный кремнезем заполнителя (РЩК), представляют следующим образом. При затворении бетонной смеси водой щелочи, присутствующие в цементе в виде Na_2SO_4 и K_2SO_4 и соединений NC_8A_3 и $\text{KC}_{23}\text{S}_{12}$, отдают в раствор ионы натрия и калия. Состав образующегося в бетоне геля непостоянный. Анализом гелеобразных продуктов из бетона дорожного покрытия обнаружено в одном случае 2,4–3,48 % Na_2O и 6,96–7,3 %

K_2O , в другом 3,28% Na_2O и 5,28% K_2O . Преобладает калийная щелочь. Щелочи реагируют с диоксидом кремния, находящимся в заполнителе в аморфной или микрокристаллической форме с нарушенной кристаллической структурой, а также с глиноземом. Образуются гелеобразные продукты, способные набухать в присутствии влаги и при этом увеличиваться в объеме. Набухание геля вызывает механическое напряжение в бетоне. В результате в конструкции из бетона образуются трещины, понижается прочность бетона вплоть до его разрушения. Процесс развивается медленно. Повреждение бетона может быть обнаружено через несколько лет после бетонирования железобетонной конструкции. Картина разрушения бетона может не отличаться от картины разрушения при замораживании и оттаивании бетона или при воздействии агрессивной сульфатной среды.

В НИИЖБ были исследованы заполнители, поступавшие в Москву на заводы ЖБИ. Исследовали заполнители месторождений Абрамово, Академическое, Вяземское, Орешкинское [14]. В табл. 3 приведены результаты определения содержания растворимого SiO_2 в пробах заполнителей из указанных месторождений.

В испытаниях использовали портландцементы Белгородского, Воскресенского и Мальцовского цементных заводов (табл. 4).

Результаты испытаний тремя методами по ГОСТ 8269.0-97 [9] приведены в табл. 5.

Таблица 3

Результаты определения содержания растворимого SiO_2 в пробах из приведенных месторождений

Table 3

Results of soluble SiO_2 content determination in samples from the specified deposits

Наименование месторождения	Фракции, мм	Содержание растворимого SiO_2 , ммоль/л
Абрамово (щебень из гравия)	5-10	294, 250
	10-20	274
Академическое (щебень из гравия)	5-10	230
	10-20	377, 465
Вяземское (щебень из гравия)	5-10	339, 361, 364
	10-20	142, 302, 406, 437, 508 533, 594, 682
Орешкинское (щебень из гравия)	5-10	120, 144, 137, 338
	10-20	201, 241, 255, 261, 684
Вяземское (песок)	0-5	21, 52

Таблица 4

Минералогический состав клинкера

Table 4

Mineralogical composition of clinker

Цементный завод	Содержание минералов в клинкере, %				Содержание щелочей R_2O , %
	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	
Белгородский	64	17	7	15	0,62
Воскресенский	62	12	8	13	1,05
Мальцовский	63	15	6,5	13	0,56

Таблица 5

Результаты испытаний заполнителей химическим, ускоренным и длительным методами

Table 5

Results of aggregate testing using chemical, accelerated, and long-term methods

№	Материал	Оценка реакционной способности заполнителей тремя методами по ГОСТ 8269.0-97 [9]		
		Химический метод. Количество растворимого SiO ₂ , ммоль/л, и оценка	Ускоренный метод. Деформации, %, Отличие последнего результата от трех предыдущих, % и оценка	Длительные испытания. Деформации, %, и оценка
1	Сланец камчатский	19,9 Нереакц.	0,145 - Реакц.	0,063 Реакц.
2	Кварцитопесчаник	19,2 Нереакц.	0,061 14 Нереакц.	-
3	Щебень из гравия Лиственничного месторождения	20,5 Нереакц.	0,123 - Реакц.	-
4	Щебень Рыборецкого месторождения. Карелия. Кварцитопесчаник	38,6 Нереакц.	0,072 16 Реакц.	0,019 Нереакц.
5	Песок Охотского месторождения	46,7 Нереакц.	0,192 - Реакц.	-
6	Песок Вяземского месторождения	52,0 Реакц.	0,070 17 Реакц.	0,163 Реакц.
7	Песок Вятского месторождения. Перлит	72,5 Реакц.	0,012 5 Нереакц.	-
8	Перлит Камчатский	134,0 Реакц.	0,106 - Реакц.	0,071 Реакц.
9	Пемза Камчатская	134,0 Реакц.	0,047 13 Реакц.	0,027 Нереакц.
10	Щебень из гравия Орешкинского месторождения	201,5 Реакц.	0,125 Реакц.	0,015 Нереакц.
11	Щебень из гравия Абрамовского месторождения	214,3 Реакц.	0,041 - Нереакц.	0,020 Нереакц.
12	Щебень из гравия ТПИ-1	345,0 Реакц.	0,051 - Нереакц.	0,022 Нереакц.
13	Щебень из гравия Вяземского месторождения	437,2 Реакц.	0,034 7 Нереакц.	0,016 Нереакц.
14	Щебень из гравия Вяземского месторождения	672,4 Реакц.	0,033 - Нереакц.	-

Таблица 5. Продолжение
 Table 5. Continuation

№	Материал	Оценка реакционной способности заполнителей тремя методами по ГОСТ 8269.0-97 [9]		
		Химический метод. Количество растворимого SiO ₂ , ммоль/л, и оценка	Ускоренный метод. Деформации, %, Отличие последнего результата от трех предыдущих, % и оценка	Длительные испытания. Деформации, %, и оценка
15	Щебень из гравия Вяземского месторождения	533,2 Реакц.	0,064 12 Нереакц.	-
16	Щебень из гравия Академического месторождения	464,7 Реакц.	0,077 14 Нереакц.	-
17	Гравий ТПИ-2	1014 Реакц.	0,071 Трещины. Реакц.	Разрушение через 3 мес. Реакц.
18	Яшма Сахалинская	1082 Реакц.	0,022 4 Нереакц.	0,028 Нереакц.
19	Стекло Пирекс	4768 Реакц.	Трещины Через 7 сут. Реакц.	Разрушение через 3 мес. Реакц.

Химическим методом по [9] определяли количество растворимого в щелочах диоксида кремния. Ускоренными и длительными методами определяли деформации образцов. Согласно стандарту [9] критериями стойкости заполнителей к щелочам являются:

- содержание растворимого в щелочах диоксида кремния не более 50 ммоль/л. Показатель введен в ГОСТ 8267-93 [15], ГОСТ 8736-2014 [16], ГОСТ 26633-2015 [17];
- деформации расширения в ускоренных испытаниях в растворе 1М NaOH при температуре 80 °С – не более 0,1 %, отличие последнего значения деформаций от трех предыдущих – не более чем на 15 %;
- деформации расширения в длительных испытаниях (12 мес.) во влажной среде при температуре 38 °С – не более 0,04 %;
- полученные результаты испытаний не подтвердили тезис, что реакционноспособные пески не вызывают деформаций бетона.

Образцы для ускоренного метода испытаний готовили из мелкозернистого бетона состава Ц:П = 1:2,25 размерами 25 × 25 × 254 мм. Для длительных испытаний – образцы из бетонной смеси Ц:П:Щ = 1:1:2,28 размерами 70 × 70 × 280 мм.

С учетом разработок РИЛЕМ ускоренные испытания с определением деформаций выполняли в дистиллированной воде, в 1М растворе хлорида натрия и в растворе щелочи. Испытания в воде и растворе хлорида натрия не выявили преимуществ по сравнению с испытаниями в растворе щелочи.

Было испытано 19 видов заполнителей различных поставщиков с содержанием растворимого в щелочах кремнезема от 19,2 до 1082 ммоль/л. Для сравнения было использовано стекло Пирекс с содержанием растворимого кремнезема 4768 ммоль/л. Помимо химического, использовали ускоренный и длительный методы испытаний.

Анализ полученных результатов показал:

– в 9 случаях совпадение результатов, полученных ускоренным и длительным методами, и в 3 случаях не совпадение;

– результаты, полученные химическим анализом и длительными испытаниями, совпали в 5 случаях и в 7 случаях не совпали. Если принять за наиболее достоверные оценки, полученные в длительных испытаниях, то оценки, получаемые химическим и ускоренным методами, требуют дополнительной проверки в длительных испытаниях.

Испытания песков, показавших химическим методом высокую реакционную способность со щелочами, не подтвердили утверждение [3], что пески не вызывают щелочной коррозии бетона. Считаем, что пески, как и крупный заполнитель, должны подвергаться длительным испытаниям.

В.М. Москвин отмечает на поверхности бетона возникновение пятнистости при взаимодействии щелочей с реакционноспособным кремнеземом. Образование пятен на поверхности образцов наблюдалось и в наших испытаниях.

В.М. Москвин и Г.С. Рояк [8] показали, что защита бетона от щелочной коррозии, помимо прочих мер защиты, может осуществляться введением в бетон дисперсного кремнезема в виде золы-уноса 20–30% от массы цемента, доменного шлака – 40–50%. Максимальное расширение образцов наблюдали при введении в песок опала в количестве не более 5% от веса песка. При введении в песок опала в нарастающем количестве сначала деформации бетона увеличиваются, затем снижаются. При содержании опала или халцедона до 100% деформации бетона сводились к нулю. Прямая зависимость расширения бетона от содержания опала в песке не обнаружена. Это означает, что испытание песка следует выполнять при реальном содержании опала в мелком заполнителе. Прогнозирование расширения бетона в зависимости от содержания опала в песке недопустимо. При постоянном количестве опала 2%-ное расширение бетона увеличивалось с увеличением количества щелочей. С увеличением размера зерен опала 0,2; 1,4; 3,75 мм расширение бетона уменьшалось. Г.С. Рояк показал, что расширение бетона с реакционноспособным заполнителем максимально во влажных условиях, но небольшое в воде. На воздухе при влажности 50–55% наблюдается усадка бетона.

Бетон, выдержанный на воздухе и затем помещенный в воду, увеличил расширение. При расширении 0,08% появились трещины. Расширение при температуре 38 °С было больше, чем при 23 °С, при В/Ц = 0,5 больше, чем при 0,35 и 0,65.

Из приведенных результатов следует, что процесс щелочной коррозии достаточно сложен и любое изменение стандартов, касающихся щелочной коррозии, должно быть тщательно обосновано экспериментальными исследованиями.

Значительную работу выполнил Казанский архитектурно-строительный университет. Его специалистами изучено содержание реакционноспособного кремнезема в заполнителях и щелочей и минеральных добавок в цементах, поставляемых на стройки Татарстана [18, 19]. С учетом этих данных можно назначать составы бетона, не подверженные внутренней щелочной коррозии.

В последнее время в качестве меры защиты используются высокодисперсные добавки кремнезема или окиси алюминия. В работах [20–22] показано, что повреждение бетона вследствие РЩК можно предотвращать, вводя в состав бетона добавки лития Li_2CO_3 , LiF , LiCl , Li_2SiO_3 , LiNO_3 , Li_2SO_4 . Стандартной дозировкой предложено считать количество

солей лития, отвечающее соотношению $[Li^+] / [Na^+ + K^+] \geq 0,74$. В зависимости от качества заполнителя дозировка лития может быть увеличена в 1,5 раза. В.М. Москвин и Г.С. Рояк считают, что защитное действие лития связано с образованием малорастворимого силиката лития.

Существует проблема ремонта и защиты железобетонных конструкций, в которых процесс щелочной коррозии заполнителя вызвал образование трещин. За рубежом защиту поврежденных конструкций, корродирующих вследствие указанной причины, предложено решать путем пропитки бетона растворами литиевых соединений. Предложено три основных метода: вакуумная пропитка, пропитка с применением электрического тока, локальная пропитка. Вакуумную пропитку применяют при растрескивании бетона, пропитку с электрическим током – в отсутствие повреждения бетона и локальную – при ремонтных работах. Для ускорения процесса на стальную арматуру накладывается электрический потенциал от внешнего источника тока. Разность потенциалов между наложенным на поверхность анодом и стальной арматурой (катодом) равняется 40 В. Продолжительность обработки составляет 4–8 недель. После такой обработки содержание лития на глубине 6–19 мм равнялось 0,73–0,82 кг/м³ и на глубине 19–32 мм – 0,48–0,63 кг/м³, что считалось достаточным. При локальной обработке за один проход на поверхность наносили 0,24 л/м² при концентрации раствора 30%. Раствор наносили по 2 раза в год в течение 3 лет. Глубина проникания раствора составляла 25–50 мм. К сожалению, в работе отсутствует информация о результатах длительных испытаний [20, 21, 23].

В НИИЖБ испытания защитного действия препаратов лития выполняли с наложением постоянного электрического тока. Использовали следующие соединения лития: гидроксид лития моногидрат $LiOH \times H_2O$; нитрат лития $LiNO_3$; формиат лития $LiCOOH \times H_2O$; ацетат лития $LiCOONH_3$. Из рассмотренных соединений наибольшее количество лития содержит гидроксид лития моногидрат – 16,59%, а наибольшую растворимость нитрат лития – 72,6 г/100 г воды. Увеличение плотности тока до 0,5 А/дм² между анодом и катодом ускоряло накопление лития, однако вызвало повышение температуры бетона до 35–40 °С и сильную коррозию анода. Поскольку в качестве анода использовалась стальная арматура, обработка током высокой плотности становилась недопустимой [22]. В зарубежных публикациях мы не нашли информации о положительном влиянии такой обработки. Образование нерасширяющегося наружного слоя бетона, пропитанного нитратом лития, при нарастании деформаций в более глубоких слоях бетона, не содержащих лития, может вызвать растрескивание наружного слоя. В.М. Москвин указывает, что растяжение наружной оболочки конструкции может вызвать растрескивание наружного слоя бетона. Требуется соответствующая проверка.

Заключение

Обобщая приведенные результаты исследований НИИЖБ, отечественных и зарубежных авторов, можно сделать следующее заключение. Значительная часть результатов исследований щелочной коррозии бетона противоречива, что связано с большим разнообразием свойств заполнителей, цементов и средств защиты. Предупреждение опасного (до образования трещин в бетоне) расширения бетона от взаимодействия щелочей с кремнеземом заполнителя требует дальнейших исследований.

Большинство выводов связано с ограничением содержания щелочей в цементе и количеством и видом реакционноспособных компонентов в заполнителях. При этом даже при номинально одинаковом минералогическом и химическом составах горных пород свойства их компонентов в различных месторождениях могут существенно различаться.

Показано, что коррозионный процесс в бетоне может развиваться как при низком, так и при высоком содержании в крупном заполнителе и в песке реакционноспособных минералов. Приведены данные о заполнителях некоторых месторождений, содержащих породы и минералы, способные реагировать со щелочами цементов и химических добавок. Основные выводы различных исследований сводятся к ограничению количества щелочей в цементах и введению в цемент и бетон высокодисперсных кремнеземистых добавок, способных связывать щелочи, а также к введению в бетон соединений лития, главным образом нитрата лития. Другой мерой защиты считается предотвращение увлажнения бетона атмосферными осадками и капиллярного всасывания влаги из среды, окружающей бетонную конструкцию. В большинстве случаев требуются контрольные испытания бетона при подозрении на повышенное содержание щелочей в цементе и реакционной способности заполнителей.

Способ защиты железобетонных конструкций литиевыми соединениями с применением постоянного электрического тока требует дополнительного изучения. Приведены данные об испытаниях заполнителей из ряда месторождений, содержащих породы и минералы, способные реагировать со щелочами цементов и химических добавок. Требуются дальнейшие исследования стойкости бетона к воздействию щелочей с учетом особенностей бетона: содержания щелочей, реакционной способности заполнителей, добавок в бетон, заполнителей, полученных из различных месторождений.

Используемые в настоящее время химический и петрографический методы испытаний заполнителей и ускоренные методы испытаний бетона, изготовленного с указанными заполнителями, представляются недостаточными – нередко дают результаты, несовпадающие с результатами длительных испытаний бетона. Длительные испытания представляются наиболее надежными. При этом в реальных условиях эксплуатации конструкций в отдельных случаях разрушение начинается в сроки, значительно превышающие один год, т. е. существенно превышающие продолжительность нормированных длительных методов испытаний. Необходимы натурные испытания бетона в возведенных конструкциях. Следует возродить длительные натурные испытания бетонных образцов и конструкций в конкретных условиях эксплуатации. Продолжить совершенствование методик ускоренных испытаний бетона на стойкость к процессу щелочной коррозии.

Необходимы дополнительные исследования повышения стойкости бетона к щелочной коррозии путем введения в бетон воздухововлекающих, газообразующих и гидрофобизирующих добавок, оказывающих влияние на перенос водных растворов в бетоне, а также испытания бетонов с высокодисперсными кремнеземсодержащими добавками и метакаолином. Заслуживают внимания исследования, выполненные специалистами Казанского строительного университета. Ими изучены заполнители и цементы, поступающие на стройки региона, и на основании полученных результатов сделаны рекомендации по защите бетона от щелочной коррозии.

Список литературы

1. *Stanton T.E.* Expansion of concrete through reaction between cement and aggregate. Transactions of the American Society of Civil Engineers. 1942;107(1):54–84. <https://doi.org/10.1061/taceat.0005540>
2. *Викторов А.М., Ложкин А.Н.* Проблема щелочной коррозии бетонных плотин. Гидротехническое строительство. 1992;(11):52–53.
3. *Викторов А.М.* Причины щелочной коррозии бетонных плотин. Гидротехническое строительство. 1992;(11).
4. *Викторов А.М.* Предотвращение щелочной коррозии увлажняемого бетона. Бетон и железобетон. 1986;(8):36–38.
5. *Москвин В.М., Рояк Г.С.* Коррозия бетона при действии щелочей цемента на кремнезем заполнителей. Москва: Госстройиздат; 1962.
6. *Рояк Г.С.* О составе и гидратации щелочесодержащих фаз цемента. Цемент. 1958;(5):21–24.
7. *Рояк Г.С.* Щелочи в цементе и стойкость бетона. Бетон и железобетон. 1959;(7):295–299.
8. *Москвин В.М., Рояк Г.С.* Один из сложных вопросов коррозии бетона. Изв. Акад. стр-ва и archit. СССР. 1961;(4):48–53.
9. ГОСТ 8269.0-97. Щебень и гравий из плотных горных пород и отходов промышленного производства для строительных работ. Методы физико-механических испытаний. Москва: Стандартинформ; 2018.
10. *Иванов Ф.М.* Внутренняя коррозия бетона. Бетон и железобетон. 1992;(8):8–10.
11. *Буянов Ю.Д., Харо О.Е., Буткевич Г.Р., Левкова Г.С.* Перспективы улучшения качества заполнителей бетона. Бетон и железобетон. 2005;(4):26–29.
12. *Лопатников М.И., Тедеев Т.Р.* Песчано-гравийные месторождения как возможные источники местного прочного сырья. Строительные материалы. 2007;(5):18–19.
13. *Буянов Ю.Д., Левкова Н.С.* Влияние качества заполнителей на долговечность и коррозионную стойкость конструкций. В: Долговечность и защита конструкций от коррозии: Сб. тр. Междунар. конф. Москва; 1999, с. 255–260.
14. *Розенталь Н.К., Любарская Г.В., Розенталь А.Н.* Испытание бетона на реакционноспособных заполнителях. Бетон и железобетон. 2014;(5):24–29.
15. ГОСТ 8267-93. Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия. Москва: Стандартинформ; 2018.
16. ГОСТ 8736-2014. Песок для строительных работ. Технические условия. Москва: Стандартинформ; 2009.
17. ГОСТ 26633-2015. Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия. Москва: Стандартинформ; 2005.
18. *Мубаракшин Р.К., Изотов В.С., Строгинов В.Ф.* О некоторых проблемах качества в строительной практике республики Татарстан. Известия Государственного Казанского архитектурно-строительного университета. 2009;(2):15–21.
19. *Изотов В.С.* Особенности щелочной коррозии и высолообразования в бетоне на смешанных вяжущих. Известия Государственного Казанского архитектурно-строительного университета. 2003;(1):68–69.
20. *Thomas M.D., Fournier B., Folliard K.J., Ideker J.H., Resendez Y.* The use of lithium to prevent or mitigate alkali-silica reaction in concrete pavements and structures. No. FHWA-HRT-06-133. Turner-Fairbank Highway Research Center; 2007.
21. *Whitmore D., Abbott S.* Use of an applied electric fields us drive lithium ions into alkali-silica reactive structure. In: Proceedings of the 11 International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete. Quebec, Canada; 2000, pp. 1089–1098.
22. *Розенталь Н.К., Чехний Г.В., Любарская Г.В., Розенталь А.Н.* Защита бетона на реакционноспособном заполнителе от внутренней коррозии соединениями лития. Строительные материалы. 2009;(3):68–71.
23. *McCoy W.J., Caldwell A.G.* New approach to inhibiting alkali-aggregate expansion. Journal of the American Concrete Institute. 1951;47(5):693–706. <https://doi.org/10.14359/12030>

References

1. *Stanton T.E.* Expansion of concrete through reaction between cement and aggregate. Transactions of the American Society of Civil Engineers. 1942;107(1):54–84. <https://doi.org/10.1061/taceat.0005540>
2. *Viktorov A.M., Lozhkin A.N.* The problem of alkaline corrosion of concrete dams. *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*. 1992;(11):52–53. (In Russian).
3. *Viktorov A.M.* Causes of alkaline corrosion of concrete dams. *Hydraulic engineering construction*. 1992;(11). (In Russian).
4. *Viktorov A.M.* Prevention of alkaline corrosion of wetted concrete. *Beton i Zhelezobeton = Concrete and Reinforced Concrete*. 1986;(8):36–38. (In Russian).
5. *Moskvin V.M., Royak G.S.* Corrosion of concrete under the action of cement alkalis on silica fillers. Moscow: Gosstroyizdat Publ.; 1962. (In Russian).
6. *Royak G.S.* On the composition and hydration of alkali-containing phases of cement. *Cement*. 1958;(5):21–24. (In Russian).
7. *Royak G.S.* Alkalis in cement and the durability of concrete. *Beton i Zhelezobeton = Concrete and Reinforced Concrete*. 1959;(7):295–299. (In Russian).
8. *Moskvin V.M., Royak G.S.* One of the difficult issues of concrete corrosion. *Izvestiya Akademii stroitel'stva i arkhitektury SSSR*. 1961;(4):48–53. (In Russian).
9. State Standard 8269.0-97. Mountainous rock road-metal and gravel, industrial waste products for construction works methods of physical and mechanical tests. Moscow: Standartinform Publ.; 2018. (In Russian).
10. *Ivanov F.M.* Internal corrosion of concrete. *Beton i Zhelezobeton = Concrete and Reinforced Concrete*. 1992;(8):8–10. (In Russian).
11. *Buyanov Yu.D., Kharo O.E., Butkevich G.R., Levkova G.S.* Prospects for improving concrete aggregates. *Beton i Zhelezobeton = Concrete and Reinforced Concrete*. 2005;(4):26–29. (In Russian).
12. *Lopatnikov M.I., Tedeev T.R.* Sand and gravel deposits as possible sources of local durable raw materials. *Stroitel'nye Materialy = Construction Materials*. 2007;(5):18–19. (In Russian).
13. *Buyanov Yu.D., Levkova N.S.* The influence of the quality of aggregates on the durability and corrosion resistance of structures. In: *Durability and protection of structures from corrosion*. Proceedings of the International Conference. Moscow; 1999, pp. 255–260. (In Russian).
14. *Rosental N.K., Lyubarskaya G.V., Rosental A.N.* Testing of concrete on reactive aggregates. *Beton i Zhelezobeton = Concrete and Reinforced Concrete*. 2014;(5):24–29. (In Russian).
15. State Standard 8267-93. Crushed stone and gravel of solid rocks for construction works. Specifications. Moscow: Standartinform Publ.; 2018. (In Russian).
16. State Standard 8736-2014. Sand for construction works. Specifications. Moscow: Standartinform Publ.; 2009. (In Russian).
17. State Standard 26633-2015. Heavy-weight and sand concretes. Specifications. Moscow: Standartinform Publ.; 2005. (In Russian).
18. *Mubarakshin R.K., Stroginov V.F.* About some quality problems in the construction practice of the Republic of Tatarstan. *News of the Kazan State University of Architecture and Engineering*. 2009;(2):15–21. (In Russian).
19. *Izotov V.S.* Features of alkaline corrosion and salinity formation in concrete on mixed binders. *News of the Kazan State University of Architecture and Engineering*. 2003;(1):68–69. (In Russian).
20. *Thomas M.D., Fournier B., Folliard K.J., Ideker J.H., Resendez Y.* The use of lithium to prevent or mitigate alkali-silica reaction in concrete pavements and structures. No. FHWA-HRT-06-133. Turner-Fairbank Highway Research Center; 2007.
21. *Whitmore D., Abbott S.* Use of an applied electric fields to drive lithium ions into alkali-silica reactive structure. In: *Proceedings of the 11 International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*. Quebec, Canada; 2000, pp. 1089–1098.
22. *Rosental N.K., Chekhni G.V., Lyubarskaya G.V., Rosental A.N.* Protection of concrete on a reactive aggregate from internal corrosion by lithium compounds. *Stroitel'nye Materialy = Construction Materials*. 2009;(3):68–71. (In Russian).
23. *McCoy W.J., Caldwell A.G.* New approach to inhibiting alkali-aggregate expansion. *Journal of the American Concrete Institute*. 1951;47(5):693–706. <https://doi.org/10.14359/12030>

Информация об авторах / Information about the authors

Николай Константинович Розенталь, д-р техн. наук, профессор кафедры «Строительные сооружения, конструкции и материалы», АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: rosental08@mail.ru

Nikolai K. Rozental, Dr. Sci. (Engineering), Professor, Department of Buildings, Structures, and Materials, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: rosental08@mail.ru

Галина Васильевна Чехний✉, канд. техн. наук, заведующий сектором коррозии бетона лаборатории коррозии и долговечности бетонных и железобетонных конструкций, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: chehniy@mail.ru

тел.: +7 (499) 174-76-97

Galina V. Chekhniy✉, Cand. Sci. (Engineering), Head of Concrete Corrosion Section, Laboratory of Corrosion and Durability of Concrete and Reinforced Concrete Structures, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: chehniy@mail.ru

tel.: +7 (499) 174-76-97

Александр Николаевич Розенталь, инженер-технолог, аспирант, Москва

e-mail: top 2003@mail.ru

Aleksandr N. Rozental, Process Engineer, Postgraduate Student, Moscow

e-mail: top 2003@mail.ru

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

БЕТОН ДЛЯ ПРИЛИВНОЙ ЭЛЕКТРОСТАНЦИИ (К 50-ЛЕТИЮ КИСЛОГУБСКОЙ ПЭС В ЗАПОЛЯРЬЕ)

И.Н. УСАЧЕВ¹, канд. техн. наук
Н.К. РОЗЕНТАЛЬ², д-р техн. наук
Г.В. ЧЕХНИЙ^{3,✉}, канд. техн. наук

¹ «СПКТБ «Мосгидросталь», трест «Гидромонтаж», Карамышевская наб., д. 37, г. Москва, 123423, Российская Федерация

² АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Российская Федерация

³ Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 5, г. Москва, 109428, Российская Федерация

Аннотация

Введение. В Арктике в губе Кислой Баренцева моря с декабря 1968 г. функционирует первая в России экспериментальная приливная электростанция, впервые в мировой практике возведенная наплавным способом, признанная выдающимся сооружением XX века, которой присвоен статус «Памятник науки и техники РФ». В данной статье освещены исследования морозостойкости и коррозионной стойкости монолитного бетона и железобетона приливной электростанции.

Цель. Обобщение полувековых исследований и наблюдений за железобетонными конструкциями крупного сооружения и опытными образцами бетона и железобетонных конструкций в жестких морских условиях Арктики.

Материалы и методы. Бетон высокой прочности и морозостойкости, малой проницаемости. Лабораторные и длительные натурные испытания с систематическими обследованиями состояния бетонных образцов и железобетонных конструкций приливной электростанции с оценкой прочности и морозостойкости.

Результаты. Показана высокая морозостойкость и коррозионная стойкость в морской среде при длительном воздействии низкой температуры морской Арктической зоны, обеспечившие полную сохранность конструкций в течение 50 лет эксплуатации сооружения в жестких условиях арктического моря, в том числе в зоне приливов и отливов и при воздействии льда.

Выводы. Доказана возможность возведения и длительной (полувековой) эксплуатации без ремонта железобетонных сооружений приливных электростанций в морских условиях Арктики.

Ключевые слова: Арктика, приливная электростанция, морозостойкость бетона, прочность бетона, стойкость железобетонных конструкций в море, испытания на морском стенде, обследования железобетонного сооружения

Для цитирования: Усачев И.Н., Розенталь Н.К., Чехний Г.В. Бетон для приливной электростанции (к 50-летию Кислогубской ПЭС в Заполярье). *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2024;43(4):156–165. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-156-165](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-156-165)

Вклад авторов

Усачев И.Н. – участие в проектировании, строительстве и обследовании сооружения.

Розенталь Н.К. – участие в стендовых испытаниях бетона в море, обследование сооружения, исследование бетона.

Чехний Г.В. – лабораторные исследования бетона.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 14.10.2024

Поступила после рецензирования 05.11.2024

Принята к публикации 07.11.2024

CONCRETE FOR TIDAL POWER PLANT (ON THE 50TH ANNIVERSARY OF THE KISLOGUBSKAYA TIDAL POWER PLANT IN THE ARCTIC)

I.N. USACHEV¹, Cand. Sci. (Engineering)

N.K. ROZENTAL², Dr. Sci. (Engineering)

G.V. CHEKHNI³, Cand. Sci. (Engineering)

¹Mosgidrosta Special Design and Technological Bureau, Trest Gydomontazh JSC, Karamyshevskaya nab., 37, Moscow, 123423, Russian Federation

²JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation

³Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 5, Moscow, 109428, Russian Federation

Abstract

Introduction. The first experimental tidal power station in Russia has been operating in the Kislyaya Bay of the Barents Sea, Arctic Region, since December 1968. Constructed using float-on methods, it is recognized as an outstanding structure of the 20th century and has been designated as a "Monument of Science and Technology of the Russian Federation". The paper discusses the research on frost resistance and corrosion resistance of monolithic concrete and reinforced concrete used in the tidal power plant.

Aim. To summarize half a century of research and observations on reinforced concrete structures of this large facility and experimental samples of concrete and reinforced concrete in the harsh marine conditions of the Arctic.

Materials and methods. High-strength, frost-resistant, and low-permeability concrete was utilized. The methodology involved laboratory and long-term field tests, including systematic inspections of the condition of concrete samples and reinforced concrete structures of the tidal power plant, with assessments of their strength and frost resistance.

Results. The study demonstrated high frost resistance and corrosion resistance in the marine environment under prolonged exposure to low temperatures typical of the Arctic zone, ensuring the complete preservation of structures over 50 years of operation in harsh Arctic sea conditions, including tidal zones and ice impact.

Conclusions. The findings confirm the feasibility of constructing and maintaining reinforced concrete structures for tidal power plants in marine Arctic conditions without repair for an extended period (up to fifty years).

Keywords: Arctic, tidal power plant, frost resistance of concrete, concrete strength, durability of reinforced concrete structures at sea, marine testing, surveys of reinforced concrete structures

For citation: Usachev I.N., Rozental N.K., Chekhni G.V. Concrete for tidal power plant (on the 50th anniversary of the Kislogubskaya tidal power plant in the Arctic). *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2024;43(4):156–165. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-156-165](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-156-165)

Authors contribution statement

Usachev I.N. – participation in the design, construction and structural survey.
Rozenal N.K. – participation in bench tests of concrete at sea, structural survey, study of concrete.
Chekhonii G.V. – laboratory studies of concrete.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 14.10.2024

Revised 05.11.2024

Accepted 07.11.2024

Идея создания приливных электростанций (ПЭС) в России принадлежит Льву Борисовичу Бернштейну (1911–1996 гг.), создавшему российскую научно-инженерную школу освоения морской энергии, положившему большую часть жизни на реализацию идеи [1]. Получение электроэнергии на приливной электростанции является наиболее экономичным способом. В отличие от тепловых электростанций приливная электростанция не требует расхода топлива, в отличие от атомных станций – расхода урана. Не нужно затоплять большие площади сельскохозяйственных земель и лесов, переносить поселки, деревни и города, что приходится делать при заполнении водохранилищ гидростанций. Нет зависимости от нестабильных ветров, что случается при эксплуатации ветровых электростанций [2]. Электроэнергию получают за счет энергии приливных волн.

Для бесперебойной подачи электроэнергии потребителю в периоды, когда уровни воды в море и в отгороженном от моря заливе становятся равными, возможно подключение к электросети крупных энергетических систем или создание специальных бассейнов, заполняемых водой в период работы приливной станции, из которых вода расходуется в период равенства уровней моря с двух сторон плотины.

Кислогубская приливная электростанция сооружена Управлением строительства «Севгидростроя» в 1965–1967 гг. Существенного снижения стоимости строительства экспериментальной ПЭС удалось добиться использованием нового для того времени наплавного способа строительства станции. Железобетонное здание станции сооружено в строительном доке в Кольском заливе, отбуксировано на плаву судами Северного военно-морского флота в губу Кислая Баренцева моря, опущено на заранее подготовленное в 1964–1965 гг. основание и в течение 50 лет находится в эксплуатации в Кольской энергосистеме. Названный способ исключил устройство защитных сооружений на месте строительства ПЭС. Такая технология существенно (до 42%) сократила расходы на строительство и продолжительность строительства (на 30%). Станция оснащена агрегатом двустороннего действия, работающим при приливе и отливе, в 2006 г. дополнительно изготовлен, доставлен на плаву и установлен на Кислогубской ПЭС более мощный опытный энергоблок.

Экономическая целесообразность создания ПЭС подтверждена также во Франции на промышленной ПЭС «Ранс», где получают самую дешевую электроэнергию. Особенность Кислогубской ПЭС – создание и длительная (более 50 лет) безаварийная эксплуатация в условиях Арктики.

Ввиду уникальности конструкции, способа сооружения, модели и района эксплуатации Кислогубская ПЭС состоит на государственном учете и охраняется государством как «Памятник науки и техники РФ» (государственная регистрация № 82, код 008200).

Решение о строительстве на Арктическом побережье первой в стране приливной электростанции было принято Правительством СССР в 1962 г. После предварительных обследований побережья была выбрана для сооружения губа Кислая. Губа отличалась узким входом, что не требовало сооружения протяженной по длине плотины в Баренцевом море. В то же время отсекаемая часть губы занимала достаточную площадь и имела необходимый объем. Однако для сооружения железобетонного здания станции на побережье Северного Ледовитого океана не было материала, пригодного для создания бетона ПЭС, способного к долговременной эксплуатации в Арктической зоне.

Природные условия в губе Кислой Баренцева моря для Кислогубской ПЭС оценивались как одни из наиболее суровых в обитаемых районах мира: 700 циклов замачивания и осушения и до 500 циклов замораживания и оттаивания в год в зоне полусуточного прилива, сопровождаемые сильными ветрами, которые обуславливают появление волн высотой до 6,0 м (волнение моря до 7 баллов), а также отрицательной температурой воздуха до минус 41 °С и морской воды до минус 1,5 °С в течение 270 суток полярной ночи. Соленость воды до 35 г/л. Обрастание поверхности сооружения биологической массой достигало 340 кг/м² за 1–2 года; коррозия незащищенной стали – со скоростью до 1 мм в год. Кроме того, следовало учитывать воздействие арктического льда [3].

Обследования зарубежных исследователей существующих бетонных сооружений в Арктике на побережьях Норвегии, Канады, а также обследования наших ученых на Мурманском побережье России показали, что эти сооружения в зоне прилива начинали разрушаться со скоростью до 0,081 мм за один цикл замораживания и оттаивания в первый же зимний сезон. Тонкостенные конструкции Кислогубской ПЭС (толщина стен 15 см при толщине защитного слоя бетона 20 мм) просуществовали бы не более 5–7 лет.

Испытания, выполненные ЦНИИС, Гидропроектом и НИИЖБ в 1950–1960 гг., показали, что стойкость бетона в условиях Баренцева моря зависит в первую очередь от его морозостойкости. Ускоренные испытания проводились в натуральных условиях Кольского залива в бассейнах Мурманской климатической станции ЦНИИС. Образцы помещали в опорожненный бассейн, расположенный на берегу залива, и с помощью насоса заливали морской водой, выдерживали определенное время и сливали воду. С помощью вентиляторов обдували образцы наружным морозным воздухом (стадия замораживания), вновь заливали морской водой (стадия оттаивания). За один зимний сезон реализовали более 1000 натуральных циклов замораживания и оттаивания. Из числа испытанных составов бетона лучшие результаты показал состав с добавкой абиетата натрия (СНВ) с пластифицирующей добавкой сульфитно-дрожжевой барды (ССБ), разработанный под руководством Ф. М. Иванова [4].

Бетонная смесь была изготовлена на сульфатостойком портландцементе, двухфракционном щебне из гранитогнейса, кварцевом песке с модулем крупности 2,3, с добавками ССБ и СНВ, подвижность бетонной смеси равнялась 2–4 см по осадке конуса. Содержание вовлеченного воздуха в бетонной смеси равнялось 5–6%. Прочность бетона в возрасте 90 суток равнялась 45 МПа. За 40 лет прочность бетона в сооружении возросла до 69 МПа, водонепроницаемость – W10.

Дозировку добавок уточняли в производственных условиях в зависимости от свойств бетонной смеси и содержания в ней воздуха. В момент перемешивания смеси количество воздуха составляло 4–6%. Бетон в сооружении увлажняли в течение 30 суток. В холодную погоду укрывали брезентом и подогревали паром до 30–40 °С.

Из выбранного бетона изготовили образцы-кубы, которые до 1000 циклов замораживания и оттаивания испытывались на стенде ЦНИИС, при этом образцы не имели повреждений. Затем образцы переместили на стенд Кислогубской ПЭС.

В целях уменьшения пористости бетона в наружном слое опалубку обшивали водопоглощающим картоном. Бетонную смесь уплотняли по специально разработанной технологии высокочастотными глубинными вибраторами.

Из бетона приведенного состава в 1965–1967 гг. сооружен наплавной блок здания Кислогубской ПЭС, который в августе 1968 г. установлен в створе губы Кислой.

После установки здания ПЭС в проектном положении была выполнена катодная защита стальной арматуры.

Одновременно с образцами из бетона с добавками ССБ + СНВ изготовили фрагмент конструкции – куб с ребром 1 м, с толщиной стенки 15 см. Фрагмент был заполнен гидрофобным грунтом, предназначенным для загрузки помещений наплавного здания ПЭС для предупреждения всплытия. Куб установили в Кольском заливе в зоне переменного горизонта воды. При отливе часть куба находилась выше уровня воды. После 6500 циклов замораживания и оттаивания бетонные стенки куба не имели повреждений. Грунт также успешно прошел испытания.

Мониторинг бетона ПЭС осуществлялся специалистами АО «НИИЭС» (И. Н. Усачев) и лаборатории коррозии НИИЖБ (Ф. М. Иванов, Н. К. Розенталь). Натурные испытания бетона ПЭС под водой выполнял специалист КИСИ д-р техн. наук, водолаз 1 класса В. В. Гончаров с помощью прибора ПГ-2. Прочность бетона определяли на выбуренных кервах и неразрушающими методами – приборами 1401 и УК-14П. Прочность бетона поверхностного слоя со стороны помещений равнялась 55–62 МПа, а измеренная ультразвуковым методом в наружном слое превышала 68 МПа.

После 5 лет эксплуатации ПЭС из стенки здания были отобраны керны. Прочность бетона в кервах, отобранных из сооружения, равнялась 70–86 МПа.

Микроскопические исследования НИИЖБ показали наличие в бетоне негидратированных зерен цемента, что свидетельствует о возможности самозалечивания микротрещин в бетоне.

Высокая морозостойкость бетона была обеспечена правильным выбором цемента. Были применены сульфатостойкий портландцемент, содержащий низкое количество алюминатов, и качественный заполнитель оптимального гранулометрического состава. Применение комплексной добавки позволило получить бетонную смесь с низким водоцементным отношением. Применено оборудование для качественного виброуплотнения. Использован мягкий режим тепловой обработки.

Бетон плиты кровли здания, изготовленный без использования добавок на рядовых цементях, подвергшийся воздействию открытой атмосферы, в том числе аэрозоля морской воды, за 50 лет разрушился на глубину 5 см.

В процессе эксплуатации сооружения с целью защиты стальной арматуры от коррозии применялась катодная защита. Такая защита способствует отторжению из защитного слоя агрессивных ионов – хлоридов и сульфатов. Менее известно проникание из морской воды

в бетон защитного слоя катионов – ионов кальция, натрия и калия, повышающих рН на контакте стальной арматуры с бетоном. Проникание в бетон под действием электрического тока ионов кальция способно понизить проницаемость защитного слоя.

Ранее защитное действие катодной защиты наблюдалось на металлических конструкциях стальной эстакады на месторождении «Нефтяные камни» в Каспийском море в 1964 г. Стальные конструкции защищали цинковыми протекторами, подвешенными на металлических тросах к стальной эстакаде. Протекторы представляли собой цилиндрические цинковые болванки. Погруженные в морскую воду они постепенно растворялись и сообщали защитный потенциал стальному сооружению. При этом на поверхности защищаемой стали образовывался защитный слой из кальциевых солей. После полного растворения цинка образовавшийся слой более года защищал конструкцию, при этом постепенно растворяясь. По аналогии с описанным случаем можно предположить, что в конструкции Кислогубской ПЭС катодная защита могла вызывать уплотнение защитного слоя бетона за счет переноса из морской воды ионов кальция через защитный слой к поверхности стальной арматуры. К сожалению, нам неизвестны исследования защитного слоя бетона, подвергавшегося длительному воздействию катодной защиты. В дальнейшем было бы целесообразно выполнить соответствующие исследования.

Фильтрация воды через стены толщиной 15 см, находящиеся под напором до 12 м, не наблюдалась. После 50 лет эксплуатации здания ПЭС размораживание бетона в железобетонных элементах отсутствовало.

В период строительства ПЭС из такого же бетона, что применен для бетонирования здания ПЭС, была изготовлена армированная плита и после завершения строительства уложена в непосредственной близости от здания ПЭС на отсыпку из щебня в приливной зоне со стороны моря. Плита не была подключена к системе катодной защиты. Во время отлива плита находилась в воздушной среде. Наблюдения за состоянием плиты выполнялись одновременно с периодическими наблюдениями за состоянием железобетонных конструкций. За время наблюдения бетон и арматура плиты не имели признаков повреждений, что свидетельствует о высокой морозостойкости бетона и защитных свойствах при воздействии морской воды и отрицательной температуры. Защите арматуры способствовало постоянное водонасыщенное состояние плотного бетона, ограничивающее доступ кислорода к поверхности арматуры.

Параллельно изготовлены образцы-кубы, которые после набора прочности испытали на стенде ЦНИИС в Кольском заливе. Образцы выдержали 1000 циклов замораживания и оттаивания. Затем образцы были перемещены на стенд Кислогубской ПЭС, где испытывались в зоне приливов и отливов до повреждения. При очередном обследовании образцов в 2014 г. обнаружено разрушение образцов, кубы приобрели шарообразную форму. Вырезанные из шаров кубы имели прочность неповрежденного бетона. Различие состояния бетона в кубах и в сооружении можно объяснить следующим:

- ввиду большой массивности и теплоемкости сооружения, а также положительной температуры внутри здания температура стен отличается от температуры образца размерами $10 \times 10 \times 10$ см. Как следствие, более мягкий режим замораживания и оттаивания бетона стен;
- поставленные на стенд ПЭС образцы-кубы до установки на этот стенд претерпели (без повреждений) воздействие 1000 циклов замораживания и оттаивания на стенде ЦНИИС в Кольском заливе;

- условия виброуплотнения и твердения бетона в образцах-кубах неизбежно отличаются от соответствующих условий крупноразмерного монолитного сооружения;
- большие размеры конструкции и наличие стальной арматуры в стенах сооружения создают внутренние напряжения бетона, отличные от напряжений в кубах;
- в бетоне образцов-кубов и в стенах крупного сооружения скорости охлаждения и повышения температуры не одинаковы.

Результаты стендовых наблюдений свидетельствуют о необходимости развивать натурные испытания, в том числе в реальных сооружениях, а также математическое моделирование.

В последние годы активно развиваются исследования и производство бетонов нового поколения с прочностью до 100 МПа и более, высокой морозостойкостью, низкой фильтрационной и диффузионной проницаемостью, в том числе для агрессивных к стальной арматуре хлоридов [5].

С учетом этих работ для испытаний на стенде Кислогубской ПЭС изготовили образцы из бетона с добавками микрокремнезема, суперпластификатора С-3 и микрогазообразующей гидрофобизирующей добавкой 136-41 (ГКЖ-94). Образцы были установлены на стенд Кислогубской ПЭС в более позднее время. К моменту 50-летия станции образцы испытывались на стенде 25 лет. К этому времени они претерпели около 12 500 циклов замораживания и оттаивания. К моменту обследования образцы сохранили правильную геометрическую форму, шелушение поверхности и повреждение граней, углов и ребер отсутствовали, прочность превышала проектную в 1,7 раза [6].

Микроскопические исследования бетона ПЭС показали наличие равномерно распределенных по телу бетона и изолированных друг от друга сферических воздушных пор. Бетон обладал высокой прочностью и водонепроницаемостью, высокой морозостойкостью. Микроскопическими исследованиями обнаружены негидратированные клинкерные зерна цемента размером до 5 мкм, что обуславливает самозалечивание микротрещин в поздние сроки. Пористость бетона составила 2,73 %. Средний размер пор равнялся 40–60 мкм.

Термогравиметрическими исследованиями наличие в бетоне сульфата кальция и брусита $Mg(OH)_2$ не выявлено. Это свидетельствовало об отсутствии проникания в бетон сульфатов и магниезальных солей из морской воды и о низкой диффузионной проницаемости бетона для хлоридов.

НИИЭС в течение 22 лет испытывал на истирание льдом в губе Кислой плиты из бетона, который использовался для строительства здания ПЭС. Плиты были закреплены в зоне переменного горизонта – зоне истирания льдом. Истирания бетона льдом за этот период не отмечено. В докторской диссертации Т.Э. Уваровой [7] показано, что для предотвращения истирания бетона льдом необходимо, чтобы прочность бетона была не менее 70 МПа. Аналогичные результаты получены в исследованиях ряда зарубежных стран.

Защита стальной арматуры железобетонных конструкций ПЭС имеет первостепенное значение, учитывая небольшую толщину защитного слоя – 20 мм. Для гарантированного отсутствия коррозии арматуры предусмотрена катодная защита. Для этого использованы сменяемые каждые 10–12 лет металлические жертвенные электроды. Защитный потенциал был ограничен диапазоном от $-0,85$ до $-1,0$ В по хлорсеребряному электроду сравнения. Плотность поляризационного тока поддерживалась равной $0,04$ А/м². Система катодной защиты малозатратная, так как в качестве электродов использовался бросовый металлолом.

По истечении указанных 50 лет эксплуатации ПЭС следов коррозии арматуры в железобетонных конструкциях здания не обнаружено.

Биокоррозия железобетонных конструкций от воздействия живых организмов в северных морях неизвестна. Микробиологический анализ проб бетона, отобранных в Мурманской и Архангельской областях, выполненный Институтом экологии человека и гигиены окружающей среды, обнаружил бактерии и грибы, способные повреждать бетон, лишь в единичных пробах.

Предпринята попытка предупредить обрастание железобетонных конструкций водорослями и морскими организмами введением в бетон биоцидных добавок. Наибольший эффект подавления обрастания бетона с названными добавками был получен при использовании оловоорганических добавок – ластоноксов. Доклад о результатах испытаний был сделан во Владивостоке на конференции по биоповреждениям. Использование оловосодержащих соединений встретило возражение экологов. Было заявлено, что оловоорганические соединения опасны для морских организмов. По биологической цепочке от низших организмов к более крупным они могут передаваться рыбе и морским животным. От использования ластоноксов пришлось отказаться.

Проблема обрастания водоводов на Кислогубской ПЭС решена установкой электролизеров в водопропускных трубах. Электролизеры работали в режиме кратковременного включения. Выбранный режим работы электролизеров обеспечивал низкую концентрацию хлора в воде. Это исключало обрастание труб, но не наносило вреда микрофлоре в воде залива, что было установлено экологами.

На основе опыта строительства и эксплуатации Кислогубской ПЭС разработаны проекты более мощных ПЭС: Северной ПЭС в губе Долгой Баренцева моря, Мезенской ПЭС на Белом море и Тугурской ПЭС в Охотском море. Создан, перемещен на плаву и эксплуатируется с 2007 г. в составе Кислогубской ПЭС более мощный металлический наплавной ортогональный гидроагрегат как прототип для будущих мощных ПЭС.

Опыт строительства и транспортирования наплавных железобетонных конструкций использован при устройстве наплавных фундаментов при строительстве высоковольтной электропередачи через Каховское водохранилище, при строительстве защитной дамбы в Санкт-Петербурге и во многих зарубежных странах. В настоящее время за рубежом работает шесть приливных электростанций.

Заключение

28 декабря 1968 г. запущена первая в России приливная электростанция – Кислогубская ПЭС, сооруженная наплавным способом, что позволило существенно сократить продолжительность и стоимость строительства по сравнению с классическим способом «за ремычками».

На основе реализованных технических решений выполнены проекты Северной, Мезенской и Тугурской ПЭС, построены водопропускные сооружения Санкт-Петербургской дамбы для защиты от наводнений, наплавные фундаменты ЛЭП через Каховское водохранилище и типовой энергоблок малой Мезенской ПЭС.

Полувековые натурные испытания доказали возможность получения бетонов марки по морозостойкости F1000 и более, стойких к истиранию льдом и в условиях приливной

зоны Арктики в Баренцевом море. Используемая технология позволяет неограниченно долго защищать водоводы ПЭС от обрастания.

Установлена экологическая чистота ПЭС, что позволяет придать территории статус национального парка с включением в находящийся на границе Лапландский заповедник.

Апробированные на Кислогубской ПЭС технологии (наплавное строительство и ортогональные машины) позволяют приступить к широкомасштабному использованию энергии прилива, потенциал которой оценивается в 4000 ГВт и совпадает с энергопотенциалом рек.

Описанный наплавной способ строительства из бетонов высокой морозостойкости может быть полезен при строительстве сооружений различного назначения на берегах сибирских рек и на побережье арктических морей. Бетонирование наплавных конструкций можно было бы выполнять в промышленно развитых районах в верховьях сибирских рек и сплавлять их к местам постоянной эксплуатации.

Список литературы

1. Бернштейн Л.Б. Схватка с приливом. Москва: ОАО «НИИЭС»; 2013.
2. Бернштейн Л.Б., Гаврилов В.Г., Гельфер С.Л., Супоницкий Л.И., Усачев И.Н. Кислогубская приливная электростанция. Москва: Энергия; 1972.
3. Усачев И.Н. Приливные электростанции и морские энергетические установки. Санкт-Петербург: ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева; 2022.
4. Иванов Ф.М., Виноградова Э.А., Гладков В.С., Усачев И.Н. Морозостойкий бетон для морских сооружений. Бетон и железобетон. 1983;(3):40–41.
5. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Кардумян Г.С. Новые модифицированные бетоны. Москва: Парадиз; 2010.
6. Розенталь Н.К., Усачев И.Н., Галашов А.В. Долговечность железобетонного здания в Арктике. Технологии бетонов. 2014;(1):22–26.
7. Уварова Т.Э. Истирающее воздействие дрейфующего ледяного покрова на морские гидротехнические сооружения [диссертация]. Санкт-Петербург; 2016.

References

1. Bernshtein L.B. The battle with the tide. Moscow: JSC "NIIES"; 2013. (In Russian).
2. Bernshtein L.B., Gavrilov V.G., Gel'fer S.L., Suponitskii L.I., Usachev I.N. Kislogubskaya tidal power plant. Moscow: Energiya Publ.; 1972. (In Russian).
3. Usachev I.N. Tidal power plants and marine power plants. St. Petersburg: VNIIG named after B.E. Vedeneev; 2022. (In Russian).
4. Ivanov F.M., Vinogradova E.A., Gladkov V.S., Usachev I.N. Frost-resistant concrete for marine structures. Beton i Zhelezobeton = Concrete and Reinforced Concrete. 1983;(3):40–41. (In Russian).
5. Kapriellov S.S., Sheinfeld A.V., Kardumyan G.S. New modified concretes. Moscow: Paradis Publ.; 2010. (In Russian).
6. Rosenthal N.K., Usachev I.N., Galashov A.V. Durability of reinforced concrete buildings in the Arctic. Tekhnologii betonov = Technologies of concrete. 2014;(1):22–26. (In Russian).
7. Uvarova T.E. The abrasion effects of drifting ice cover on marine hydraulic structures [dissertation]. St. Petersburg; 2016. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Игорь Николаевич Усачев, канд. техн. наук, главный конструктор, «СПКБ «Мосгидросталь», трест «Гидромонтаж», Москва

Igor N. Usachev, Cand. Sci. (Engineering), Chief Designer, Mosgidrostral Special Design and Technological Bureau, Trest Gydromontazh JSC, Moscow

Николай Константинович Розенталь, д-р техн. наук, профессор кафедры «Строительные сооружения, конструкции и материалы», АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: rosental08@mail.ru

Nikolai K. Rozental, Dr. Sci. (Engineering), Professor, Department of Buildings, Structures, and Materials, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: rosental08@mail.ru

Галина Васильевна Чехний[✉], канд. техн. наук, заведующий сектором коррозии бетона лаборатории коррозии и долговечности бетонных и железобетонных конструкций, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: chehniy@mail.ru

тел.: +7 (499) 174-76-97

Galina V. Chekhniy[✉], Cand. Sci. (Engineering), Head of Concrete Corrosion Section, Laboratory of Corrosion and Durability of Concrete and Reinforced Concrete Structures, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: chehniy@mail.ru

tel.: +7 (499) 174-76-97

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

ИННОВАЦИОННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ И ИСКУССТВЕННЫЙ ИНТЕЛЛЕКТ В СФЕРЕ СТРОИТЕЛЬСТВА

А.Б. ЛАНЧАКОВ, канд. экон. наук

*ФГБОУ ВО «Московский физико-технический институт [национальный исследовательский университет]»,
Институтский переулок, д. 9, г. Долгопрудный, 141701, Российская Федерация*

Аннотация

Введение. Исследование посвящено анализу внедренных инновационных сквозных технологий в сфере строительства в Российской Федерации, которые призваны облегчить производственно-проектную деятельность строительных организаций. Актуальность данного исследования заключается в необходимости достижения технологического суверенитета строительной отрасли Российской Федерации.

Цель. На основе выявленных сфер преобразования в строительной отрасли Российской Федерации благодаря инновационным технологиям предложить рекомендации по процессу внедрения инновационных технологий и их коммерциализации в сфере строительства. Задачи исследования: проанализировать инновационные сквозные технологии, используемые в настоящее время на стройплощадках в Российской Федерации и за рубежом, и наметить основные направления развития инновационных технологий в строительстве.

Материалы и методы. В статье использовались общеметодологические подходы – системно-креативный и системно-информационный, методы системного анализа и логического анализа, обобщения и классификации. Объект исследования – сквозные технологии безопасности и проектирования на строительных объектах. В частности, проанализированы BIM-технологии, беспилотные летательные аппараты и другие, используемые в настоящее время на стройплощадках в Российской Федерации и за рубежом, современное состояние проводимых преобразований в сфере строительства в Российской Федерации с учетом использования данных инноваций, а также определены основные направления развития инновационных технологий в строительстве, в том числе с использованием искусственного интеллекта.

Ключевые слова: строительство, инновационные сквозные технологии, «умная стройка», «умный дом», искусственный интеллект, робот

Для цитирования: Ланчаков А.Б. Инновационные технологии и искусственный интеллект в сфере строительства. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2024;43(4):166–181. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-166-181](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-166-181)

Вклад автора

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

Финансирование

Исследование выполнено по личной инициативе в рамках работы над докторской диссертацией.

Конфликт интересов

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 08.08.2024

Поступила после рецензирования 11.09.2024

Принята к публикации 19.09.2024

INNOVATIVE TECHNOLOGIES AND ARTIFICIAL INTELLIGENCE IN THE CONSTRUCTION SECTOR

A.B. LANCHAKOV, Cand. Sci. (Economics)

Moscow Institute of Physics and Technology (National Research University), Institutsky pereulok, 9, Dolgoprudny, 141701, Russian Federation

Abstract

Introduction. The present study analyzed the implemented innovative cross-cutting technologies in the construction sector of the Russian Federation, aimed at facilitating the production and design activities of construction organizations. The relevance of the study lies in the necessity to achieve technological sovereignty in the construction industry of the Russian Federation.

Aim. To propose recommendations for the implementation process of these technologies and their commercialization in the construction industry, based on the areas of transformation within the construction sector of the Russian Federation identified through innovative technologies. The objectives include analyzing the innovative cross-cutting technologies currently utilized at construction sites in the Russian Federation and abroad, and outlining the main directions for the development of innovative technologies in construction.

Materials and methods. The study involved general methodological approaches — systemic-creative and systemic-informational — along with methods of systemic analysis and logical analysis, as well as generalization and classification. The research object of study consists in cross-cutting safety and design technologies at construction sites. Specifically, the study analyzes BIM technology, unmanned aerial vehicles, and others currently used at construction sites in Russia and abroad, examines the current state of transformations in the construction sector of the Russian Federation considering these innovations, and identifies key directions for the development of innovative technologies in construction, including the application of artificial intelligence.

Keywords: construction, innovative cross-cutting technologies, smart construction, smart home, artificial intelligence, robot

For citation: Lanchakov A.B. Innovative technologies and artificial intelligence in the construction sector. *Vestnik NIC Stroitel' stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2024;43(4):166–181. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-166-181](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-166-181)

Author contribution statement

The author takes responsibility for all aspects of the paper.

Funding

The study was carried out on a personal initiative as part of the work on the doctoral dissertation.

Conflict of interest

The author declares no conflict of interest.

Received 08.08.2024

Revised 11.09.2024

Accepted 19.09.2024

Введение

Сфера строительства считается довольно консервативной отраслью вследствие строгой регламентации каждого ее технологического этапа строительными нормами, стандартами и сертификацией [1]. Однако в современных условиях из-за возросших объемов и темпов строительства в данной отрасли необходимо развивать имеющиеся технологии и аппаратуру и внедрять новшества вследствие автоматизации всех сфер жизни общества.

Председатель Правительства РФ М. В. Мишустин: «В стране должны появиться новые нацпроекты в области технологий. Прежде всего, в сферах, которые испытывают самые большие трудности: информационные технологии, строительство и производство» [2].

Одним из городов Российской Федерации, в котором в первую очередь тестируются и применяются новые методы строительства, разработки последнего поколения и инновационные технологии, является Москва. Процесс автоматизации строительства позволяет сократить издержки производства, время, затрачиваемое на создание и выполнение строительного проекта, что дает возможность максимизировать прибыль.

В современном мире отрасль строительства развивается с каждым днем, этот процесс ускоряется с помощью таких цифровых технологий, как BIM-технологии (Building Information Modeling – информационное моделирование зданий), известные в России как технологии информационного моделирования – ТИМ, а также технологий, использующих беспилотные летательные аппараты (БПЛА), и др. Данные технологии способны кардинально изменить ситуацию в лучшую сторону и систематизировать весь процесс на стройплощадках – от начала проекта и на всех стадиях строительства. Однако использование элементов «умной стройки» в настоящее время применяется только в Москве из-за наличия в других регионах более существенных проблем, которые необходимо решить в первую очередь. Несмотря на некоторые сложности, с которыми сталкивается отрасль строительства в субъектах РФ, можно предположить, что в ближайшем будущем после тестирования, изучения и более длительного применения новых методик и устройств в столице они будут распространены по всей территории России.

В настоящее время потребность в технологическом прогрессе в процессе строительства растет быстро. При этом стройплощадки часто являются лидерами в этой области, а строительные проекты – одними из самых инновационных в мире. Причина этого заключается в том, что строительная отрасль всегда реагировала инновационно, сталкиваясь с трудными обстоятельствами (например, COVID-19), требующими изменений в строительном секторе, что, как правило, позволяло отрасли быстро адаптироваться, помогая ей работать бесперебойно, при этом такие обычные задачи, как проектирование, разработка и строительство небоскреба и т. д., в настоящее время могут выполняться более эффективно.

В связи с современным кризисом, вызванным санкционным давлением на Россию и вызвавшим ускоренные изменения в строительной отрасли, возникает необходимость большей прозрачности и контроля процессов. Поскольку многие строительные компании инвестируют в технологии, чаще всего основное внимание уделяется цифровизации и управлению цепочками поставок, что позволяет предприятиям адаптироваться к меняющимся условиям работы.

Наряду с этим потребность в технологиях безопасности на строительных объектах становится ключевым направлением. Развитие инновационных технологий совместной работы

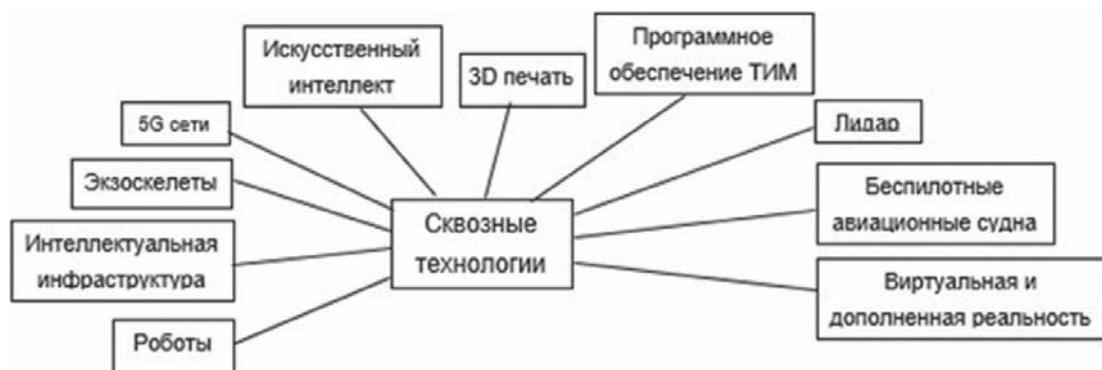


Рис. 1. Top-10 инновационных сквозных технологий в мире (Источник: составлено автором)
Fig. 1. Top 10 innovative cross-cutting technologies worldwide (Source: compiled by the author)

позволяет строительным предприятиям работать на единой интегрированной платформе, что является ключевым решением возросших рисков и проблем в области охраны труда и техники безопасности на предприятиях строительной отрасли. Например, такие технологии, как роботы-работчие для 3D-печатных домов, стали реальностью.

Строительная отрасль реагирует на многие другие проблемы, которые требуют быстрого развития и адаптации, в частности на нехватку квалифицированной рабочей силы, новые правила устойчивого развития и сокращение выбросов, достижение в области информационных технологий и программного обеспечения, а также на сохраняющиеся риски и протоколы для здоровья и безопасности [3–12].

На рис. 1 представлены 10 наиболее инновационных форм строительных технологий, внедренных в связи с усилением адаптации и необходимостью изменений в отрасли.

Основной раздел

Большинство из этих технологий уже используется в зарубежных странах. В Объединенных Арабских Эмиратах для строительства зданий применяется технология 3D-печати. Например, в Дубае было построено офисное здание, элементы которого были распечатаны на 3D-принтере за 17 дней, а сборка его конструкции заняла 2 дня. Технология сборного строительства была применена при постройке известных и эффектных зданий: торгового центра Dubai Mall и Дубайского оперного театра. Главным преимуществом сборного строительства считается экономия временных и денежных ресурсов.

В Пекине (КНР) впервые появилась стройплощадка с использованием мобильной связи поколения 5G и применением пульсметров и «умных» очков. С помощью последних инженеры могут прямо из офиса получать детализированное изображение того, что видят рабочие, при необходимости переговариваться с ними и давать указания. Использование мобильной 5G-связи и многомерной системы мониторинга безопасности позволяет контролировать положение башенных кранов и ношение масок строителями. Сеть позволяет передавать данные со скоростью 10 Гб/сек. Ожидается, что применение этой технологии и подобная скорость передачи приведут к значительному повышению эффективности в строительстве [13].

Проанализируем инновационные технологии, используемые в российской стройиндустрии.

Проектирование строительных объектов

Инжиниринговая компания АО «Мосинжпроект» начала поэтапно переходить на цифровой формат строительства и внедрять BIM-технологии. Суть технологии заключается в проектировании строительного объекта в цифровом формате, в итоге создается модель с подробной проработкой всех ее характеристик, дающая возможность сократить издержки проекта за счет уменьшения времени, затрачиваемого на строительство, благодаря более продуманному управлению. Кроме того, BIM-технологии позволяют повысить эффективность координации как во время строительных работ по объекту, например дорожно-мостовому строительству, так и после их завершения [14].

В настоящее время компания АО «Мосинжпроект» создала подразделение, в обязанности которого входит проектирование строительных объектов Москвы с использованием ТИМ-технологии, дающей возможность учесть все производственные процессы. Благодаря данной методике может быть выстроена эффективная система взаимодействия большого количества участников и разноплановой информации с высокой надежностью. Специалистами компании АО «Мосинжпроект» была создана 3D-модель одного из строительных объектов. Данные, вносимые в ТИМ, позволяют рассмотреть подлежащие сносу объекты, информацию о географических и других показателях, которые нужны для более детальной проработки проектных решений. Некоторые элементы ТИМ использовались в таких проектах, как «Большая кольцевая линия» метро, Дворец гимнастики Ирины Винер-Усмановой в Лужниках, Национальный космический центр и др.

Управление реализацией строительных проектов

«Умная стройка» частично применяется при строительстве разных объектов в Москве. Например, в Сколково был изобретен модуль управления строительными проектами, дающий возможность автоматизировать бизнес-процессы и взаимодействовать всем участникам проекта, осуществлять принятие обоснованных и своевременных управленческих решений, оперативно находить проблемы и решать их. При этом одним из элементов «умной стройки» является БПЛА, контролирующий все этапы проекта, отслеживающий местонахождение рабочих на объектах и ношение спецодежды. Для более быстрой передачи информации в Сколково применяется 5G- и 5,5G-связь.

Использование искусственного интеллекта (ИИ) в системе обеспечения безопасности на строительных объектах

Для строителей была разработана спецодежда, благодаря которой можно отслеживать действия рабочих на стройплощадке и снизить возможные риски, связанные с нарушением техники безопасности и охраны труда, повысить производительность труда. Схожая технология для контроля за действиями строителей называется «умные ладшки» и представляет собой комплекс устройств для каждого рабочего, в который входят такие датчики, как ГЛОНАСС-приемник, акселерометр. С помощью данной технологии можно отслеживать сроки выполнения работ и обеспечивать безопасность работников.

На строительных объектах Москвы вводятся в эксплуатацию видеосистемы Face ID с функцией распознавания лиц. Они позволяют осуществлять контроль за техникой безопасности, измерять температуру тела сотрудников и др. В Сколково используются смарт-часы, выдаваемые рабочим для отслеживания в режиме онлайн их действий и передвижений, дающие возможность при необходимости оперативно реагировать на сигналы тревоги в случае чрезвычайного происшествия.

Камеры видеонаблюдения являются пассивными наблюдателями, машинное обучение, ИИ и компьютерное зрение дополняют их функции для решения проблем в системе обеспечения безопасности строительных объектов: создание датчика, почти такого же, как человеческий глаз, повышает потенциальные возможности систем безопасности. ИИ-система видеонаблюдения может программироваться «видеть» подозрительное поведение, распознавать преступников, маскировку, оружие и др. и при соответствующем обнаружении/совпадении – отправлять предупредительные сообщения в службу безопасности или полицию. Как следствие, учитывая тенденции в компьютерном зрении, ожидается, что влияние ИИ-систем видеонаблюдения на безопасность и наблюдение будет возрастать.

Одной из серьезных проблем на стройке являются шумные работы, доставляющие серьезный дискомфорт жителям близлежащих домов. По этой причине строителям приходится уменьшать время работы на объекте. Современные технологии дают возможность осуществлять проведение строительных работ, сведя беспокойство населения к минимуму. Для решения данной проблемы в Москве устанавливаются датчики для контроля уровня шума.

Использование искусственного интеллекта в строительной отрасли

Одно из направлений развития ИИ – машинное обучение, основным принципом которого является то, что ИИ-модели на основе алгоритмов получают данные и «обучаются» на них, чтобы впоследствии ИИ-модели могли изучать и анализировать контекст посредством визуального анализа данных. При достаточном количестве данных ИИ-модель уже может различать визуальные входные данные и «видеть общую картину». Системы машинного обучения дают возможность быстро применять знания, полученные с использованием больших наборов данных, что позволяет успешно решать такие задачи, как проектирование, управление строительными проектами, замена человеческих трудовых ресурсов в строительстве роботами, в том числе для обеспечения безопасности работников при проведении строительных работ и др.

В настоящее время использование ИИ-инструмента в строительном бизнесе – наиболее перспективное направление. В отличие от программ с закодированными «вручную» инструкциями на различение изображений и распознавание для выполнения конкретных задач, как, например, в ИИ-системах видеонаблюдения, машинное обучение использует ИИ-алгоритмы для автономного обучения, что позволяет системе машинного обучения самостоятельно учиться делать прогнозы и распознавать шаблоны в строительной индустрии [15].

Как следствие вышеизложенного, благодаря «обучению» и возможности распознавания шаблонов ИИ-системы могут значительно улучшить многие аспекты процесса строительства: управление ресурсами, контроль безопасности и состояния персонала, управление проектом

строительства объекта в целом. Современные роботы хорошо справляются с простыми повторяющимися задачами: вязание арматуры или кладка кирпича [16].

Как отмечается в «Стратегии развития беспилотной авиации на период до 2030 г. (и с перспективой до 2035 г.)» [17], лидирующими отраслями в мире по объему заказанных услуг с применением БПЛА являются энергетический сектор (14%), строительство (12%) и сельское хозяйство (9%). Наиболее популярными видами услуг с применением БПЛА в России в 2022 г. был мониторинг нефтегазопроводов, электросетей (40%), авиационно-химические работы в сельском хозяйстве (20%), световые шоу (12%), работы в целях лесоустройства (7%), обследование объектов капитального строительства (7%), перевозка грузов (6%), картография и кадастр (5%) и аэромагнитная разведка (3%). В частности, БПЛА с использованием ИИ применяются для создания готовых моделей рабочих площадок и фотографирования хода работ, выявления потенциальных опасностей, ежедневного проведения инспекций рабочих мест, мониторинга безопасного проведения взрывных работ при строительстве, в строительном-монтажных работах. В результате применения БПЛА с использованием ИИ финансовые затраты отрасли строительства только в отношении земляных работ снизились на 30%, общий срок строительства сократился на 1/3, вдвое сократился риск выявления нарушений на поздних этапах строительства вследствие роста качества строительного и технического надзора. В области картографии и кадастра на 20% снизилась стоимость комплексных кадастровых работ, появилась возможность определить точное количество земельных участков, поставить на учет ранее не поставленные участки.

В инвестиционно-строительной сфере ИИ-технологии, технологии информационного моделирования и онлайн-сделки используются в процессе закупок, подписания и контроля исполнения контрактов [18], для роботизации производственных и управленческих процессов, что позволяет повысить эффективность управления проектами строительства объекта. Дорогостоящие и длительные процессы согласования и лицензирования (например, в сфере строительства и эксплуатации объектов) с помощью ИИ ускоряются, исключается человеческий фактор, связанный с возможными ошибками и бюрократизацией данных процессов [19].

ИИ-технологии способны ускорить процессы инвестиционно-строительного цикла без дополнительных трудовых ресурсов. В частности, согласно исследованиям [20], 25% рабочих мест в США до 2029 г. могут быть полностью или частично автоматизированы (задачи в секторе техобслуживания и уборки зданий – 1%, профессии в области инжиниринга и архитектуры – 37%). Но согласно Илону Маску: «Людей серьезно недооценивают как работников». Основная причина в том, что у пальцев работника десятки степеней свободы, у роботов же такое количество степеней свободы будет стоить слишком дорого. Чтобы удавались ловкие движения, необходимо не только понимать, как двигаться, но и адаптироваться к быстро меняющимся условиям. Роботы под управлением нейросетей справляются с этим, если их долго и упорно «натаскивать» на движения определенных типов. Но производственные процессы состоят не только из простых движений. Поэтому попытки создать роботов, строящих дома, заканчиваются тем, что за машиной идет строитель, условно «убирающий раствор, наляпанный роботом» [21]. То есть ИИ никогда не заменит строителя, однако может стать для него эффективным помощником [22].

Вклад в российский ВВП от внедрения ИИ в строительной отрасли может составить > 1 трлн руб. к 2028 г. [23]. При этом строительная отрасль совместно с ЖКХ стабильно занимает > 10% в доле российского ВВП.

Цифровая трансформация является одним из ключевых направлений развития строительной отрасли, закрепленных в «Стратегии развития строительной отрасли и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации на период до 2030 года с прогнозом до 2035 года» [24]. Как отметил заместитель министра строительства и ЖКХ РФ Константин Михайлик: «Наши основные задачи – сформировать и развивать цифровую систему управления жизненным циклом объектов капитального строительства, городского и жилищно-коммунального хозяйства, отвечающую современным отраслевым вызовам, в том числе с применением искусственного интеллекта».

Использование искусственного интеллекта при проектировании строительных объектов

В Саудовской Аравии в настоящее время строится одобренный правительством самодостаточный линейный мегаполис «Зеркальная линия» (The Mirror Line), его планируют построить у Красного моря в рамках реализации антиутопического проекта Агентства развития территории Саудовской Аравии – NEOM. Архитекторы студии Morphosis (США) с помощью ИИ представили, каким может быть линейный мегаполис «Зеркальная линия» [25].

Он полностью крытый, состоящий из двух параллельных соединенных системой переходов и откидных мостов небоскребов, похожих на стены, с открытым пространством между ними, длиной 170 км и высотой 500 м (125–150 этажей), шириной 200 м, в виде 140 соединенных между собой модулей, вместимостью до 9 млн человек, возводимых на северо-западе Саудовской Аравии в административном округе Табук. В небоскребах предполагается разместить жилые, торговые, развлекательные, парковые и зеленые зоны, школы, офисы, больницы, апартаменты, резиденцию королевской семьи, 4 аэропорта (один из них уже работает). На открытом воздухе предполагается высадить большое количество зелени, разбить парки и восстановить кораллы в Красном море.

Здания планируется облицевать зеркальными фасадами, чтобы снять проблемы кондиционирования помещений посредством отражения ими солнечного излучения, подчеркнуть уникальный характер проекта и «стереть» границу между природой и архитектурой благодаря тому, что в зеркальных фасадах будет отражаться окружающая природа. Подземная железнодорожная система, проходящая по всей длине мегаструктуры, позволит на поездах со скоростью в 512 км/ч добраться из одного конца города в другой за 20 мин. Предполагается, что энергия в мегаполисе будет полностью от возобновляемых источников. В небоскребах планируется организовать вертикальное земледелие, которое должно обеспечить жителей, которых к 2030 г., предполагается, будет проживать до 300 тыс. чел. (к 2045 г. – 9 млн чел.), продуктами питания [25]. Агентство развития территории Саудовской Аравии NEOM представило также рендеры стадиона на 46 тыс. мест в рамках официальной заявки Саудовской Аравии на проведение чемпионата мира по футболу в 2034 г., который, предполагается, будет расположен на высоте более 350 м в небоскребе «Зеркальная линия». Завершить строительство мегаполиса «Зеркальная линия» предполагается к 2050 г. [26].

Одним из примеров использования ИИ является российский сетевой программный продукт – DocHub-платформа, применяющая ИИ Studerra для построения системного дизайна сетевых сервисов и программных продуктов и проектирования архитектуры, что позволяет ускорить разработку проектной документации и расширить функционал архитекторам

и разработчикам (освобождая их от рутины актуализации документации) при помощи ИИ и подхода «Архитектура как код» для новых и существующих проектов сканированием исходного кода по запросам: «Спроектируй: 1) видеосервис для стриминга видео, 2) сервис оплаты с подпиской» [27].

Использование искусственного интеллекта при строительстве объектов

В строительстве ИИ может применяться на всех этапах девелоперского цикла: от оценки градостроительного потенциала, инженерных изысканий и закупки стройматериалов до соблюдения безопасности на стройплощадке и контроля работ по девелоперскому проекту [28].

Четырехколесный робот с ИИ компании Canvas (США) использовался при сооружении терминала международного аэропорта им. Харви Милка и на других стройплощадках. Он способен ориентироваться на стройплощадке посредством роботизированного манипулятора и лазерных сканеров, сенсоры позволяют ему не сталкиваться со строителями. С помощью лазерного эхолокатора он предварительно сканирует в помещении стены с незавершенной отделкой, после чего выравнивает их и наносит гипсокартон. Данного робота можно сравнить с опытным рабочим по укладке стен [29].

Роботизированное оборудование «автономные транспортные средства» концерна Volvo (Швеция) используется для перемещения и перевозки материалов на крупных стройплощадках и в таких узконаправленных работах, как сверление, укладка кирпича и сварка. Созданный Boston Dynamics (принадлежит в настоящее время корейскому автоконцерну Hyundai) робот используется для контроля за строительством: ежедневно передвигаясь по строящемуся объекту, он делает снимки с одних и тех же ракурсов [30].

Использование искусственного интеллекта в развитии систем «интеллектуальный дом» и «интеллектуальный город»

«Интеллектуальный город» – это автоматический комплекс, регулирующий научно-производственный кластер, основанный на разработках в области «Интернета вещей», интеллектуальных счетчиков и сетей и способности ИИ общаться с человеком и устройствами его жизнеобеспечения [31]. В частности, ИИ позволяет анализировать большие объемы данных для выявления закономерностей, используемых при принятии управленческих решений по городу. Например, в ЖК «Большое Путилково» в Красногорске (Московская область) включение ИИ в энергосистему и систему контроля климата в школе обеспечивает поминутное измерение энергопотребления, освещенности, влажности и температуры, а также содержания CO₂. Комфортный микроклимат здания напрямую влияет на самочувствие и успеваемость учащихся.

На рис. 2 представлены 10 стран с наибольшей долей пользователей «умного дома».

В Дании и Нидерландах 23 и 21 % от общего количества жилья составляют «умные дома», на десятом месте находится Болгария (рис. 2). На российском рынке система «умного дома» еще не внедрена в полной мере, хотя данная технология все больше начинает пользоваться спросом среди населения.

Для голосового управления «умным домом» применяется интеграция с Apple HomeKit через Siri и добавляется поддержка соответствующих устройств Яндекс Алисой. Например,

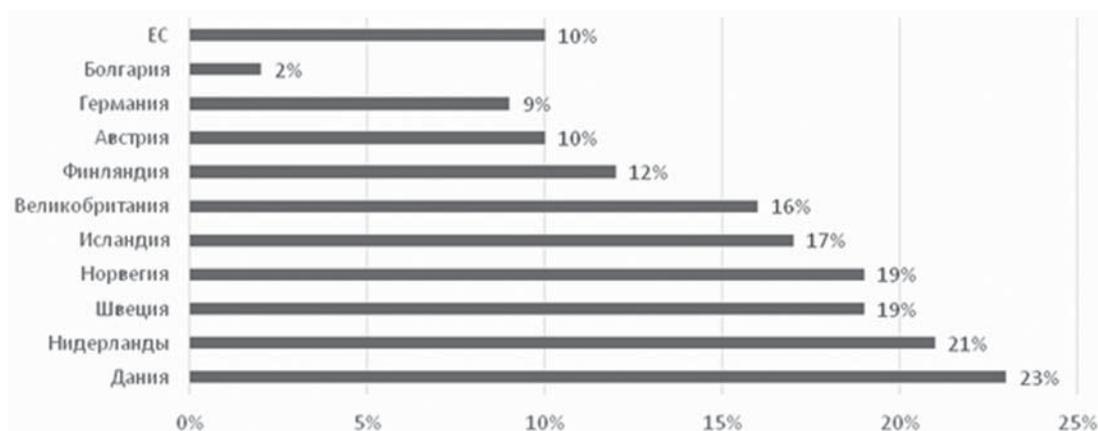


Рис. 2. Доля пользователей «Умного дома» в ряде европейских стран [Источник: составлено автором на основе [32]]
Fig. 2. Share of smart home users in a number of European countries [Source: compiled by the author based on [32]]

после криков домашнего животного достаточно сказать Яндекс Алисе, чтобы она включила устройство, позволяющее ему пить воду. Возможные сценарии «умного дома»: 1) «Имитация присутствия» при длительном отсутствии хозяев; 2) «Доброе утро» или «Спокойной ночи», когда автоматически в соответствии с предпочтениями того, кто живет в данной комнате, открываются/завешиваются (с восходом/закатом солнца) шторы; 3) «Уход из дома» или «Приход домой» и т. д. можно программировать в приложении BARY без написания кода и с поддержкой соответствующих устройств Яндекс Алисой [33].

Однако нужно учитывать и негативные аспекты проживания в «умном доме». В частности, согласно «Викиликс», контрразведка МИ-5 (Великобритания) и спецподразделение ЦРУ Embedded Devices Branch (отделение разработки встраиваемых систем) создали записывающее звук приложение «Плачущий ангел» (Weeping Angel) для:

- шпионажа за владельцами «умных» телевизоров, подключенных к Интернету с видеокамерами, микрофонами и приложениями от Amazon Prime Video до YouTube. Будучи зараженными вредоносной программой, даже если пользователь ничего не просматривает, они записывают происходящее вокруг с помощью микрофона и передают запись на сервер спецслужбы;

- извлечения данных из баз данных Microsoft – Pterodactyl (специальное аппаратное решение для поддержки копирования мультимедиа пользователя);

- регистрации нажатия клавиш компьютера пользователя – кейлоггер SparrowHawk;
- отслеживания всех соединений пользователя, его имени и пароля – Gyrfalcon;
- внедрения шпионского кода в «целевой актив» – SnowyOwl.

Голосовые помощники в смартфонах и «умных» аудиоколонках от крупных компаний при их активации подслушивают за пользователями, составляют на основе ключевых слов и фраз, вычлняемых голосовым помощником из речи пользователя, его портрет для рекламодателя (специальный ИИ) и на основе полученной информации пользователю предлагают в Интернете рекламу. «Например, обсудив покупку яхты, через час пользователю будет показываться контекстная реклама о продажах яхт, о море, о сопутствующих товарах и пр.» [34]. Получатели данных пользователя от «умных» видеокамер и аудиокколонок – зарубежные

стриминговый сервис Spotify и компания Microsoft [35]. Операционная система Windows 10 перехватывает весь набираемый на клавиатуре текст, собирает его в пакеты и каждые 30 минут отправляет на серверы компании Microsoft. Геолокационные данные и данные находящихся поблизости Wi-Fi сетей накапливаются и отправляются также каждые 30 минут. Это позволяет отследить перемещения пользователя с точностью до 2 м. Микрофон в Windows 10 включен постоянно. Даже после отключения голосового помощника Cortana микрофон продолжает записывать и сохранять на жесткий диск все, что говорит пользователь, после чего отправляет запись на сервер компании Microsoft. Телетметрия Windows 10 передает в Microsoft состояние компьютера и активность пользователя, установленные и запускаемые в Windows в данный момент программы, включая фрагменты оперативной памяти, конфиденциальные данные и пароли. Сразу после активации Windows 10 в Microsoft передается информация с веб-камеры. При этом ключевой сервис диагностики Connected User Experiences and Telemetry невозможно отключить.

Рекомендации

1. Масштабное внедрение инновационных сквозных технологий в сфере строительства предполагает необходимость формирования алгоритмов и моделей, позволяющих эффективно сочетать использование БПЛА, онлайн-сделки, технологии видеостриминга и других (часто разноплановых) технологий в сфере строительства с учетом климатического аспекта их применимости при строительстве. Это является ключевым фактором для повышения эффективности, снижения затрат и улучшения качества строительных проектов. Реализация данных технологий требует сотрудничества между разными заинтересованными сторонами, включая строительные компании, инженеринговые фирмы, госорганы и академическое сообщество. В частности, предполагается, что экспертная группа по внедрению ИИ ДОМ.РФ и Минстрой России с бизнес-сообществом сформируют реестр решений с использованием ИИ для строительства. В экспертную группу по внедрению ИИ (создание отраслевой платформы, нормативно-правовых условий для развития ИИ на разных этапах строительства, общедоступного реестра эффективных ИИ-решений, устранение препятствий для обмена данными между участниками строительного рынка, реализация программы подготовки профильных кадров по ИИ-технологиям) входят вузы, НИИ, федеральные органы исполнительной власти, банки, вендоры, застройщики и другие (> 50 участников).

2. Инновационные сквозные технологии открывают новые возможности и перспективы для строительной отрасли, их успешная коммерциализация может привести к прорывным изменениям в сфере строительства [36]. Для повсеместного внедрения и коммерциализации вышеперечисленных технологий в России необходимы разработки и совершенствование уже существующих инновационных сквозных технологий, создание соответствующей инфраструктуры для обеспечения возможности их максимально эффективного использования и обучение специалистов соответствующего уровня для работы с данными технологиями.

3. «Чтобы уберечь свою частную жизнь, необходимо иметь на подключенных к Интернету устройствах защитное программное обеспечение (ПО). На современных ноутбуках и смартфонах оно может быть установлено, но лучше купить «профессиональную» программу, которая защищает от вирусов и позволяет зафиксировать возможную передачу данных. С развитием «умных домов» такое ПО потребуется холодильникам и микроволновкам.

Опасные программы часто предлагаются мошенниками под видом «выгодных предложений», поэтому любую информацию надо перепроверять: уточнить контакты через поисковик и перезвонить в организацию, от имени которой что-то присылается. Заклеивать камеры на устройствах – решать пользователю, но хуже от этого не будет» [37]. При «умных» колонках или при активированном голосовом помощнике на смартфоне пользователя не рекомендуется что-то говорить, иначе на него будет составляться профиль.

Заключение

1. Проанализированные инновационные сквозные технологии, применяемые в строительстве, представляют собой информсистемы, основная цель которых – повышение эффективности взаимодействия специалистов и организаций с объектом строительства на этапах проектирования, строительства и эксплуатации и возможность повышения безопасности строителей при проведении строительных работ. С одной стороны, с помощью ИИ дорогостоящие и длительные процессы лицензирования и согласования в сфере строительства и эксплуатации объектов ускоряются, исключается человеческий фактор в виде бюрократизации и возможных ошибок. С другой – в критически важных направлениях и технологически и производственно сложных видах строительной деятельности ИИ не может принимать финальное решение – за этим всегда должен стоять специалист-строитель.

2. Сфера строительства в России развивается с каждым годом: внедряются и тестируются новые технологии, упрощающие деятельность и увеличивающие производительность труда. В ближайшем будущем в России планируется полностью автоматизировать процесс строительства и использовать специальные методики и инновационные устройства и алгоритмы применения ИИ с целью повышения эффективности и минимизации издержек данного процесса.

Список литературы

1. Строительство. Федеральная служба государственной статистики [интернет]. Режим доступа: <https://rosstat.gov.ru/folder/14458>; Профессиональный журнал АО «Мосинжпроект». № 2(41), 2021. URL: <https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKewipj4a9sv-b3AhVy-yoKNY9YDyoQFnoECAoQAQ&url=https%3A%2F%2Fmosmzhproektru%2Fwp-content%2Fuploads%2F2021%2F06%2Fis41.pdf&usg=AOvVaw3SDv6dpj5eLMrVo4DFsKx>
2. Мишустин: В стране должны появиться новые нацпроекты в области технологий. Русская весна [интернет]. 15 марта 2024. Режим доступа: <https://rusvesna.su/news/1710417429>
3. Восковых К.А. Анализ современных тенденций в строительстве: новые материалы, технологии и инновации. *Colloquium-Journal*. 2023;(22):31–33.
4. Гевак А.А., Якутис К.Д., Щедров Р.М., Варшавская У.Е., Киндеев А.И. Инновации в управлении отходами в строительстве: роль экономики в переходе к экологически устойчивому будущему. *Финансовая экономика*. 2023;(5):155–156.
5. Жанатулы А., Стародубцева Т.А. Инновации в строительстве. Строительные дроны. *Научный аспект*. 2023;3(4):290–296.
6. Злобин И.М. Физические модели и инновации в архитектурном и гражданском строительстве. *Молодой ученый*. 2023;(50):32–33.
7. Картавый Д.Е., Тихонов Л.В. Экономические перспективы в строительстве: перспективы роста, технологические инновации и устойчивое развитие. *Финансовая экономика*. 2023;(7):105–107.

8. *Кашинская А.А.* Инновации в дорожном строительстве. Технология подогрева дорожного покрытия snowless. Научный аспект. 2024;43(1):5648–5654.
9. *Порядин В.С.* Инновации в экологичном строительстве: устойчивое будущее. Вестник науки. 2023;3(8):131–133.
10. *Семенова М.А.* Инновации в проектировании и строительстве готовых сантехнических модулей. Научный Лидер. 2023;3(3):13–14.
11. *Тихонов Л.В., Картавый Д.Е., Сняшин Е.В., Серебряков Е.Е., Чигрин М.Н., Матяш А.В.* Эффективное энергосбережение в зеленом строительстве: технологии и инновации. Финансовая экономика. 2024;(1):225–227.
12. *Шахмурадян Е.А.* Инновации в строительстве. Аллея науки. 2023;1(7):115–118.
13. *Багаутдинова А.Р., Гаврилова Т.Е.* Инновационные технологии в сфере строительства и их коммерциализация. В: Корпоративное управление и инноватика в условиях трансформационных процессов. Сб. науч. ст. Всероссийской (национальной) науч.-практ. конф. «Инновации в управлении социально-экономическими системами» (RCIMSS-2023). Москва: Российский экономический университет имени Г.В. Плеханова; 2023, с. 49–54.
14. *Филин С.* Дорожно-мостовое строительство РФ в цифрах и событиях 2023 года. Путевой навигатор. 2024;(58):19–26.
15. Распознавание лиц и видеоаналитика: тренды 2020 года. Retail & Loyalty [интернет]. Режим доступа: https://retail-Loyalty.org/news/raspoznavanie-Lits-i-videonabLyudenie-trendy-2020-goda/?id=2914209_
16. *Бекренев А.Г., Молохина Л.А., Филин С.А.* Пространственные и арматурные модули в дорожном строительстве. Путевой навигатор. 2021;(47):48–56.
17. Стратегии развития беспилотной авиации на период до 2030 г. (и с перспективой до 2035 г.). Утверждена распоряжением Правительства РФ от 21.06.2023 г. № 1630-р [интернет]. Режим доступа: <http://static.government.ru/media/files/3m4AHa9s3PrYTDr316ibUtyEVUpnRT2x.pdf>.
18. *Владимирова И.Л., Барешенкова К.А.* Цифровой инжиниринг в сфере закупок при реализации инвестиционно-строительных проектов. Экономика, предпринимательство и право. 2020;10(2):377–394. <https://doi.org/10.18334/ep.10.2.100493>
19. ИИ против бюрократии: Microsoft уберет людей с пути строительства малых ядерных реакторов [интернет]. 19 декабря 2023. Режим доступа: <https://mogilew.by/varied/231387-ii-protiv-byurokratii-microsoft-uberet-lyudey-s-puti-stroitelstva-malyh-yadernyh-reaktorov.html>
20. Миллионам людей предрекли потерю работы из-за искусственного интеллекта. Lenta.Ru [интернет]. 28 марта 2023. Режим доступа: https://lenta.ru/news/2023/03/28/ai_report/?utm_source=yxnews&utm_medium=desktop
21. *Березин А.* Контроль над демонами: почему Маск и Возняк требуют остановить развитие ChatGPT. Naked Science [интернет]. 03 апреля 2023. Режим доступа: <https://naked-science.ru/article/nakedscience/kontrol-nad-demonami>
22. До 80 % сотрудников компаний в России должны научиться работать с ИИ к 2030 году. Русская весна [интернет]. 23 февраля 2024. Режим доступа: <https://rusvesna.su/news/1708506117>
23. Экономический эффект от ИИ в стройотрасли превысит 1 трлн рублей к 2028 году. ТАСС [интернет]. 07 марта 2024. Режим доступа: <https://tass.ru/ekonomika/20184125>
24. Стратегии развития строительной отрасли и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации на период до 2030 года с прогнозом до 2035 года (утв. Распоряжением Правительства РФ от 31.10.2022 г. № 3268-р (ред. от 21.10.2024 г.). КонсультантПлюс [интернет]. Режим доступа: https://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_430333/082f7da9658f094f4d3e65bedfddfdc3f59f4aff/
25. Горизонтальный небоскреб на 9 млн жителей обретает очертания [интернет]. Режим доступа: https://rikabu.ru/story/gorizontalnyiy_neboskreb_na_9 mln_zhiteley_obretaet_ochertaniya_10169477
26. Колизей XXI века: в Саудовской Аравии показали проект нового стадиона [интернет]. Режим доступа: <https://islam.kz/ru/news/v-mire/kolizei-xxi-veka-v-saudovskoi-aravii-pokazali-proekt-novogo-stadiona-19684/#gsc.tab=0>
27. *Дубинский В.* Ринат Хабибуллин: «Никто не знает точно, к чему может привести развитие ИИ» [интернет]. 21 апреля 2023. Режим доступа: <https://2051.vision/2023/04/21/rinat-habibullin-nikto-ne-znaet-tochno-k-chemu-mozhet-mozhet-privesti-razvitie-ii/>
28. *Филин С.А., Марушкина В.А.* Особенности оценки эффективности инвестиционных девелоперских проектов. Национальные интересы: приоритеты и безопасность. 2017;13(11):2112–2131.

29. «Умная стройка»: новый стандарт работы стройкомплекса Москвы. Инженерные сооружения. 2021;2(41):1–136.
30. Макарова Е.Е. Повышение эффективности управления недвижимостью в условиях цифровой экономики. Наука Красноярья. 2019;8(5):50–59.
31. Пенроуз Р. Тени разума. В поисках науки о сознании. Москва-Ижевск: Институт компьютерных исследований; 2005.
32. Share of Smart Home users in selected European countries in 2019. Statista [internet]. Available at: <https://www.statista.com/statistics/1113912/share-of-smart-home-users-in-europe/>
33. То ли дом, то ли лаборатория: как устроен умный дом профессионала. Хабр [интернет]. 13 июня 2024. Режим доступа: <https://habr.com/ru/companies/wireboard/articles/821347/>
34. Кильдюшкин Р. Россиянам рассказали, как их подслушивают смартфоны. Газета.Ru [интернет]. 23 ноября 2023. Режим доступа: <https://www.gazeta.ru/tech/news/2023/11/23/21776053.shtml?updated>
35. Умные телевизоры передавали Netflix личные данные владельцев, которые даже не были зарегистрированы в сервисе. Inc. [интернет]. 18 сентября 2019. Режим доступа: <https://incussia.ru/news/umnye-televizory-lichnye-dannye/>
36. Великороссов В.В., Филин С.А., Акулинин Ф.В., Балаханова Д.К., Джо Д. Коммерциализация инноваций в организации: процессы и методы. Экономика и управление: проблемы, решения. 2023;4(1):4–11. <https://doi.org/10.36871/ek.up.p.r.2023.01.04.001>
37. «Притворяясь» выключенными. Как ЦПУ прослушивает нас через телевизоры. Аргументы и факты [интернет]. 16 марта 2017. Режим доступа: https://aif.ru/society/safety/pritvoryayas_vykluschnennymi_kak_cpu_proslushivaet_nas_cherez_televizory

References

1. Construction. Federal State Statistics Service [internet]. Available at: <https://rosstat.gov.ru/folder/14458>. (In Russian); Professional journal of Mosinzhproekt JSC. No. 2(41), 2021. URL: https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKewipj4a9svb3AhVy-yoKHY9YDyoQFnoECAoQAQ&url=https%3A%2F%2Fmosmzhproektru%2Fwp-content%2Fuploads%2F2021%2F06%2Fis_41.pdf&usg=AOvVaw3SDv6dpj5eLMrV_o4DFsKx
2. Mishustin: New national projects in the field of technology should appear in the country. Russian spring [internet]. 15 March 2024. Available at: <https://rusvesna.su/news/1710417429>. (In Russian).
3. Voskovykh K.A. Analysis of modern trends in construction: new materials, technologies and innovations. Colloquium-Journal. 2023;22):31–33. (In Russian).
4. Gevak A.A., Yakutis K.D., Shchedrov R.M., Varshavskaya U.E., Kindeev A.I. Innovations in waste management in construction: the role of the economy in the transition to an environmentally sustainable future. Financial Economics. 2023;5):155–156. (In Russian).
5. Zhanatuly A., Starodubtseva T.A. Innovations in construction. Construction drones. Nauchnyi aspekt = Scientific aspect. 2023;3(4):290–296. (In Russian).
6. Zlobin I.M. Physical models and innovations in architectural and civil engineering. Molodoi uchenyi = Young Scientist. 2023;50):32–33. (In Russian).
7. Kartavy D.E., Tikhonov L.V. Economic prospects in construction: growth prospects, technological innovations and sustainable development. Financial Economics. 2023;7):105–107. (In Russian).
8. Kashinskaya A.A. Innovations in road construction. Technology of snowless pavement heating. Nauchnyi aspekt = Scientific aspect. 2024;43(1):5648–5654. (In Russian).
9. Poryadin V.S. Innovations in eco-friendly construction: a sustainable future. Vestnik nauki = Bulletin of science. 2023;3(8):131–133. (In Russian).
10. Semenova M.A. Innovations in the design and construction of ready-made plumbing modules. Nauchnyi Lider = Scientific Leader. 2023;3):13–14. (In Russian).
11. Tikhonov L.V., Kartavy D.E., Sinyashin E.V., Serebryakov E.E., Chigrin M.N., Matyash A.V. Effective energy saving in green construction: technologies and innovations. Financial Economics. 2024;1):225–227. (In Russian).
12. Shakhmuradyan E.A. Innovations in construction. Alleya Nauki = Alley of Science. 2023;1(7):115–118. (In Russian).

13. *Bagautdinova A.R., Gavrilova T.E.* Innovative technologies in the field of construction and their commercialization. In: Corporate governance and innovation in the context of transformational processes. Collection of scientific articles of the All-Russian (national) scientific and practical conference „Innovations in the management of socio-economic systems” (RCIMSS-2023). Moscow: Plekhanov Russian University of Economics; 2023, pp. 49–54. (In Russian).
14. *Filin S.* Road and bridge construction of the Russian Federation in figures and events of 2023. Putevi navigator = Travel navigator. 2024;(58):19–26. (In Russian).
15. Face recognition and video analytics: trends in 2020. Retail & Loyalty [internet]. Available at: https://retail-Loyalty.org/news/raspoznavanie-Lits-i-videonabLyudenie-trendy-2020-goda/?id=2914209_. (In Russian).
16. *Bekrenev A.G., Molokhina L.A., Filin S.A.* Spatial and reinforcement modules in road construction. Putevi navigator = Travel navigator. 2021;(47):48–56. (In Russian).
17. Strategies for the development of unmanned aviation for the period up to 2030 (and with a perspective up to 2035). Approved by Decree of the Government of the Russian Federation dated 06/21/2023 No. 1630-R [internet]. Available at: <http://static.government.ru/media/files/3m4AHa9s3PrYTDr316ibUtyEVUpnRT2x.pdf>. (In Russian).
18. *Vladimirova I.L., Bareshenkova K.A.* Digital engineering in the field of procurement in the implementation of investment and construction projects. Journal of Economics, Entrepreneurship and Law. 2020;10(2):377–394. (In Russian). <https://doi.org/10.18334/epp.10.2.100493>.
19. AI versus Bureaucracy: Microsoft will get people out of the way of building small nuclear reactors [internet]. 19 December 2023. Available at: <https://mogilew.by/varied/231387-ii-protiv-byurokratii-microsoft-uberet-lyudey-s-puti-stroitelstva-malyh-yadernyh-reaktorov.html>. (In Russian).
20. Millions of people were predicted to lose their jobs due to artificial intelligence. Lenta.Ru [internet]. 28 March 2023. Available at: https://lenta.ru/news/2023/03/28/ai_report/?utm_source=yxnews&utm_medium=desktop. (In Russian).
21. *Berezin A.* Control of demons: why Musk and Wozniak demand to stop the development of ChatGPT. Naked Science [internet]. 03 April 2023. Available at: <https://naked-science.ru/article/nakedscience/kontrolnad-demonami>. (In Russian).
22. Up to 80 % of employees of companies in Russia should learn how to work with AI by 2030. Russian spring [internet]. 23 February 2024. Available at: <https://rusvesna.su/news/1708506117>. (In Russian).
23. The economic effect of AI in the construction industry will exceed 1 trillion rubles by 2028. TASS [internet]. 07 March 2024. Available at: <https://tass.ru/ekonomika/20184125>. (In Russian).
24. Strategies for the development of the construction industry and housing and communal services of the Russian Federation for the period up to 2030 with a forecast up to 2035 (approved by Decree of the Government of the Russian Federation dated 10/31/2022 No. 3268-r [ed. dated 10/21/2024]. Konsul'tantPlyus [internet]. Available at: https://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_430333/082f7da9658f094f4d3e65bedfdddc3f59f4aff/. (In Russian).
25. A horizontal skyscraper with 9 million inhabitants takes shape [internet]. Available at: https://pikabu.ru/story/gorizontalnyiy_neboskreb_na_9 mln_zhiteley_obretaet_ochertaniya_10169477. (In Russian).
26. Colosseum of the XXI century: the project of a new stadium was shown in Saudi Arabia [internet]. Available at: <https://islam.kz/ru/news/v-mire/kolizei-xxi-veka-v-saudovskoi-aravii-pokazali-proekt-novogo-stadiona-19684/#gsc.tab=0>. (In Russian).
27. *Dubinsky V.* Rinat Khabibullin: „No one knows exactly what the development of AI can lead to”. [internet]. 21 April 2023. Available at: <https://2051.vision/2023/04/21/rinat-habibullin-nikto-ne-znaet-tochno-k-chemu-mozhet-privesti-razvitie-ii/>. (In Russian).
28. *Filin S.A., Marushkina V.A.* Features of evaluating the effectiveness of investment development projects. National Interests: Priorities and Security. 2017;13(11):2112–2131. (In Russian).
29. „Smart construction”: a new standard for the work of the Moscow construction complex. Engineering structures. 2021;(2(41)):1–136. (In Russian).
30. *Makarova E.E.* Improving the efficiency of real estate management in the digital economy. Krasnoyarsk Science. 2019;8(5):50–59. (In Russian).
31. *Penrose R.* Shadows of the mind. In search of the science of consciousness. Moscow-Izhevsk: Institute of Computer Research; 2005. (In Russian).

32. Share of Smart Home users in selected European countries in 2019. Statista [internet]. Available at: <https://www.statista.com/statistics/1113912/share-of-smart-home-users-in-europe/>
33. Whether it's a house, or a laboratory: how a professional's smart home works. Khabr [internet]. 13 June 2024. Available at: <https://habr.com/ru/companies/wireboard/articles/821347/> (In Russian).
34. *Kildyushkin R.* Russians were told how smartphones were eavesdropping on them. Gazeta.Ru [internet]. 23 November 2023. Available at: <https://www.gazeta.ru/tech/news/2023/11/23/21776053.shtml?updated>. (In Russian).
35. Smart TVs transmitted to Netflix the personal data of owners who were not even registered in the service. Inc. [internet]. 18 September 2019. Available at: <https://incrossia.ru/news/umnye-televizory-lichnye-dannye/>. (In Russian).
36. *Velikorossov V.V., Filin S.A., Akulinin F.V., Balakhanova D.K., Zhao D.* Commercialization of innovations in the organization: processes and methods. *Ekonomika i upravlenie: problemy, resheniya.* 2023;4(1):4–11. (In Russian). <https://doi.org/10.36871/ek.up.p.r.2023.01.04.001>
37. „Pretending” to be turned off. How the CIA is listening to us through televisions. *Argumenty i fakty* [internet]. 16 March 2017. Available at: https://aif.ru/society/safety/pritvoryayas_vyklyuchennymi_kak_cru_proslushivaet_nas_cherez_televizory. (In Russian).

Информация об авторе / Information about the author

Александр Борисович Ланчаков, канд. эконом. наук, проректор ФГБОУ ВО «Московский физико-технический институт (национальный исследовательский университет)», Долгопрудный
e-mail: ab5657171@yandex.ru
тел.: +7 (910) 430-76-94

Alexander B. Lanchakov, Cand. Sci. (Economics), Vice-Rector, Moscow Institute of Physics and Technology (National Research University), Dolgoprudny
e-mail: ab5657171@yandex.ru
tel.: +7 (910) 430-76-94

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ КАМЕННЫХ КРЕСТОВЫХ СВОДОВ

С.С. ЗИМИН, канд. техн. наук

Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Политехническая ул., д. 29Б, г. Санкт-Петербург, 195251, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Вплоть до настоящего времени расчет каменных сводов исторических зданий предусматривает подход, в котором своды рассматриваются как элементы, «собранные» из трех-, двух- и бесшарнирных арок, определение усилий в которых выполняется по общим правилам *строительной механики*. Однако возможности подобного подхода к анализу пространственно работающих конструкций (крестовые своды), выполненных из материала, отличающегося прочностной анизотропией (каменная кладка), крайне ограничены.

Цель. Установление закономерностей формирования параметров напряженно-деформированного состояния каменного крестового свода при восприятии им равномерно-распределенной нагрузки, а также влияния прочностной анизотропии каменной кладки на прочность свода.

Материалы и методы. Анализ напряженно-деформированного состояния каменного крестового свода выполнен в расчетном комплексе конечно-элементного моделирования высокого уровня в твердотельной пространственной гомогенной постановке. Выполнен анализ влияния прочностной анизотропии каменной кладки и неодноосности напряженного состояния в отдельных областях свода на его прочность.

Результаты. Установлено, что наиболее неблагоприятное напряженное состояние складывается в центральной области крестового свода снизу по осям распалубок, где формируется двухосное растяжение равной интенсивности, сопротивление которому характеризуется как крайне низкое. Установлено, что напряженно-деформированное состояние находится в зависимости от отношения стрелы подъема f к пролету свода L (f/L). Выявлено, что прочность каменного крестового свода зависит в том числе от ориентации усилий относительно растворных швов кладки; значимым оказывается неодноосность действия усилий в отдельных областях.

Выводы. Наибольшее значение на формирование напряженно-деформированного состояния каменного крестового свода, кроме его пролета и толщины, оказывает отношение стрелы подъема f к пролету свода L (f/L). Прочностной анализ крестовых сводов следует вести с учетом ориентации усилий относительно растворных швов кладки с учетом неодноосности действия усилий в отдельных областях.

Ключевые слова: каменный свод, крестовый свод, моделирование сводов, напряженное состояние сводов, трещины в кирпичной кладке, критерии прочности, перевязка кладки

Для цитирования: Зимин С.С. Напряженно-деформированное состояние каменных крестовых сводов. Вестник НИЦ «Строительство». 2024;43(4):182–194. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-182-194](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-182-194)

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 30.06.2024

Поступила после рецензирования 02.08.2024

Принята к публикации 08.08.2024

STRESS-STRAIN STATE OF STONE CROSS VAULTS

S.S. ZIMIN, Cand. Sci. (Engineering)

Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Politekhnicheskaya str., 29B, St. Petersburg, 195251, Russian Federation

Abstract

Introduction. The calculation of stone vaults in historical buildings employs an approach in which vaults are treated as elements "assembled" from three-hinged, two-hinged, and hingeless arches, with the determination of forces being carried out according to general rules of *structural mechanics*. However, the capabilities of such an approach to analyze spatially working structures (cross vaults) made of materials exhibiting strength anisotropy (masonry) are extremely limited.

Aim. To establish the regularities in the formation of the stress-strain state parameters of a stone cross vault under uniformly distributed loads, as well as the influence of the strength anisotropy of masonry on the strength of the vault.

Materials and methods. The analysis of the stress-strain state of the stone cross vault was performed using a high-level finite element modeling software in a solid spatial homogeneous formulation. The study assessed the impact of the strength anisotropy of masonry and the non-uniaxiality of the stress state in specific areas of the vault on its overall strength.

Results. The most unfavorable stress state was found to occur in the central area of the cross vault beneath the axes of the formwork, where biaxial tension of equal intensity is formed, characterized by extremely low resistance. The stress-strain state is dependent on the ratio of rise f to span L (f/L). The strength of the stone cross vault was revealed to depend, among other things, on the orientation of forces relative to mortar joints in the masonry; significant non-uniaxiality of forces is observed in specific areas.

Conclusions. The most significant factor affecting the formation of the stress-strain state in a stone cross vault, in addition to its span and thickness, is the ratio of rise f to span L (f/L). Strength analysis of cross vaults should consider the orientation of forces relative to mortar joints while accounting for the non-uniaxiality of forces in specific areas.

Keywords: stone vault, cross vault, modeling of vaults, stress state of vaults, cracks in masonry, strength criteria, bond

For citation: Zimin S.S. Stress-strain state of stone cross vaults. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2024;43(4):182–194. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-182-194](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-182-194)

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 30.06.2024

Revised 02.08.2024

Accepted 08.08.2024

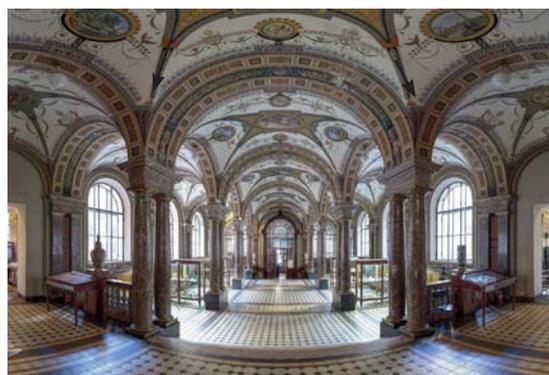
Введение

В исторических зданиях, построенных до 1917 г., широкое применение нашли перекрытия в виде крестовых сводов (рис. 1). Характерной особенностью крестовых сводов является передача давления посредством ребер в четыре угловые «точки» (на колонны), что обусловило применение данных сводов для перекрытия помещений (пространств), к которым предъявлялись требования хорошей освещенности и «свободной планировки» (рис. 1а). Также крестовыми сводами перекрывались помещения, ограниченные стенами (рис. 1б).

Геометрически крестовые своды образованы пересечением двух цилиндрических сводов с последующим «сохранением» верхних частей – распалубок (рис. 2а). При этом каждую из распалубок возможно рассматривать как составленную из условных арок (рис. 2б), передающих усилия на ребра, которые передают их на опоры посредством опорных консолей (выносных пят). Следует отметить, что ребра крестовых сводов (при отсутствии их утолщения в виде гурт и пр.) не являются отдельными конструктивными элементами и обусловлены «геометрией» формирования примыкающих друг к другу распалубок. Кладка опорных консолей крестовых сводов перевязывалась с кладкой опорных конструкций, а щеки сводов не имели опирания на стены (распалубки вплотную примыкали к стенам).

Крестовые своды устраивались как пологими – с отношением стрелы подъема к пролету $f/L = 0,1$, так и полуциркульными – с отношением $f/L = 0,5$, а также с промежуточными значениями данного отношения (рис. 2в). Поверх крестовых сводов устраивалась засыпка, сверху – деревянный пол.

Конструктивно-технологические аспекты устройства сводов описаны в работах [1–5] XIX – начала XX века. Расчет того времени предусматривал подход, в котором своды рассматриваются как элементы, «собранные» из отдельных клиньев с последующим построением и анализом кривой давления [6, 7]. При этом уже в то время каменные своды не рассматривались для потенциального применения в новых зданиях, что было обусловлено переориентацией конструктивных решений перекрытий на плоские по стальным балкам и железобетонные. В итоге на протяжении всего советского периода каменные своды



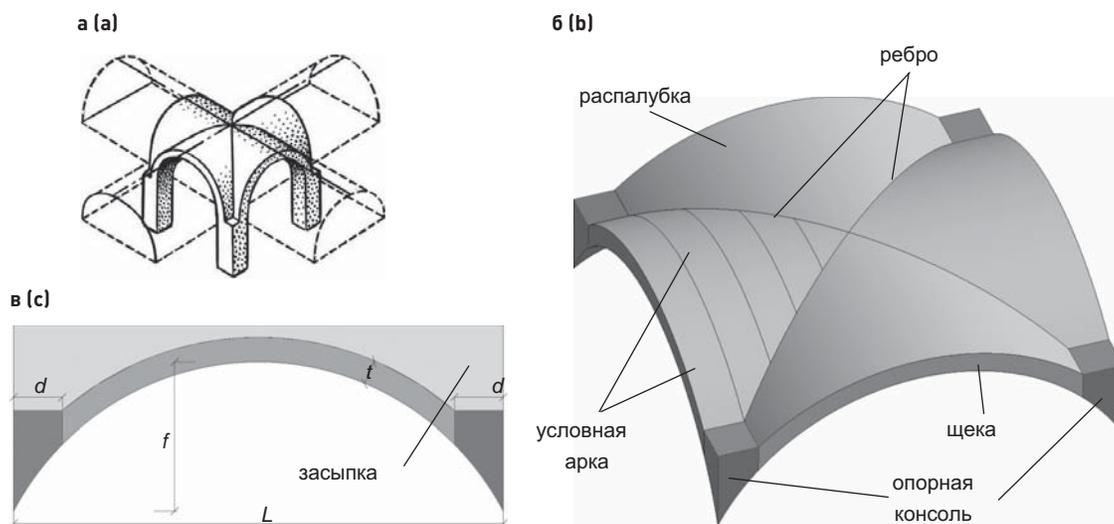
а (а)



б (б)

Черными стрелками показана схема передачи усилий в своде через ребра на опоры
Рис. 1. Система крестовых сводов, устроенных по колоннам (а), и крестовый свод, ограниченный несущими стенами (б)

Black arrows show the direction of force transmission in the vault through the ribs to the supports
Fig. 1. System of cross vaults supported by columns (a), and a cross vault bounded by load-bearing walls (b)



L – пролет; f – стрела подъема; t – толщина; d – ширина опорных консолей

Рис. 2. Конструктивные особенности крестового свода: *a* – формирование крестового свода из двух цилиндрических сводов; *b, в* – модель крестового свода и его основные части и параметры

L – span; f – rise; t – thickness; d – width of support consoles

Fig. 2. Structural features of a cross vault: *a* – formation of a cross vault from two cylindrical vaults; *b, c* – model of a cross vault and its main parts and parameters

воспринимались как конструкции в составе объектов реставрации и реконструкции, а расчет предусматривал подход, в котором они рассматриваются как элементы, «собранные» из трех-, двух- и бесшарнирных арок, определение усилий в которых выполняется по общим правилам *строительной механики* [8, 9]. Современные конечно-элементные расчетные комплексы дают возможность для более детального анализа работы сводов.

Ниже представлены результаты анализа напряженно-деформированного состояния крестового свода пролетом $L = 5$ м, толщиной $t = 0,25$ м, шириной опорных консолей $d = 0,5$ м, с первоначальным отношением стрелы подъема к пролету $f/L = 0,3$ и последующим варьированием данного отношения $f/L = (0,1 \div 0,5)$. Численный анализ выполнен в комплексе конечно-элементного моделирования высокого уровня в твердотельной постановке. Граничные условия задавались с учетом описанных выше конструктивных особенностей устройства опорных консолей, для которых задано жесткое сопряжение на опорах, и щековых участков, для которых ограничивались лишь горизонтальные перемещения в направлении «от сводов». Плотность кладки свода принята равной 2000 кг/м^3 , плотность засыпки – 1000 кг/м^3 (засыпка принята устроенной выше шельги на половину толщины свода). Сверху задана обобщенная равномерно-распределенная нагрузка 5 кПа (стяжка, пол, полезная нагрузка, временные перегородки).

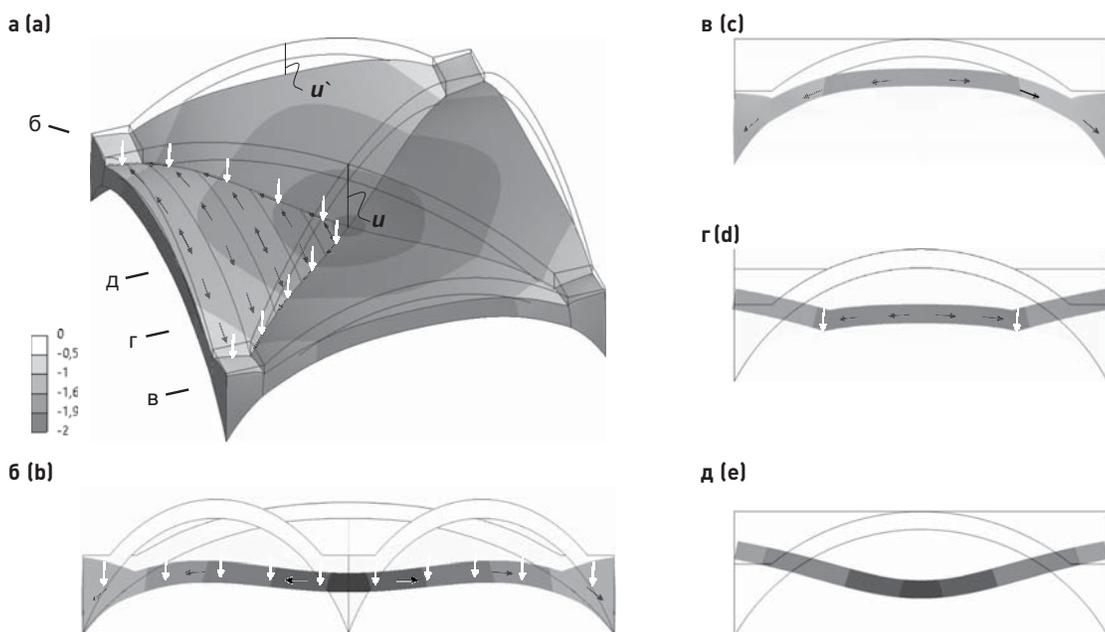
Числовые значения границ цветовых шкал изополей и числовые значения оси ординат графиков соответствуют значениям расчетных сопротивлений кладки сжатию и растяжению при изгибе в соответствии с СП 15.13330.2020 [10], что дает возможность использовать результаты нижеприведенных численных исследований для кладок с различными марками кирпича и раствора.

Анализ напряженно-деформированного состояния крестового свода

Деформированное (и, соответственно, напряженное) состояние крестового свода обусловлено работой условных арок распалубок «по арочной схеме» с передачей усилий на ребра (рис. 3). Горизонтальные составляющие равнодействующих усилий (распор) в арках при их сопряжении с условными ребрами уравниваются распором арок примыкающих распалубок. Вертикальные составляющие усилий передаются на условные ребра, которые передают их на опорные консоли также «по арочной схеме». При этом ребра испытывают существенно большие деформации по сравнению с арками ($u > u'$). По сути, именно деформирование ребер (их жесткость) определяет общее деформирование крестового свода «по плитной схеме» с «провисанием» центральной области.

Растягивающие напряжения наибольшей интенсивности действуют (рис. 4):

– снизу свода в его центральной области при сопряжении распалубок с ребрами на некотором расстоянии от центра (точки 1). Напряжения σ_1 ориентированы поперек ребер, при этом напряжения, ориентированные вдоль ребер, стремятся к нулю (одноосное растяжение). Непосредственно в центре свода (точка 2) интенсивность напряжений σ_1 меньше, однако в ортогональном направлении действуют растягивающие напряжения σ_2 , значения которых



Крестовый свод: $L = 5$ м; $f/L = 0,3$; $t = 0,25$ м; $d = 0,5$ м

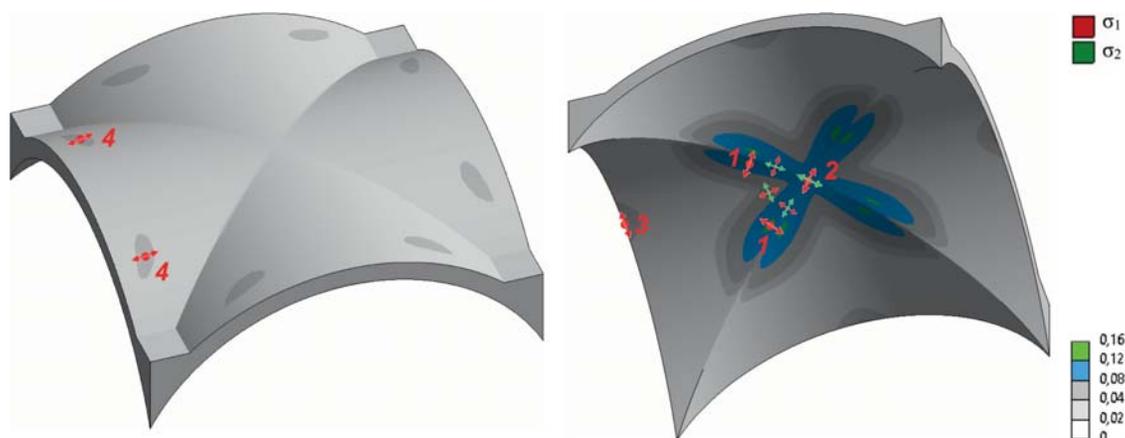
Черными стрелками показана схема передачи усилий в условных арках на ребра и далее на опоры, белыми стрелками – вертикальные составляющие равнодействующих усилий при сопряжении арок с ребрами

Рис. 3. Деформированное состояние крестового свода (коэффициент масштабирования $k = 500$)

Cross vault: $L = 5$ m; $f/L = 0.3$; $t = 0.25$ m; $d = 0.5$ m

Black arrows indicate force transmission in conditional arches to ribs and further to supports; white arrows indicate vertical components of resultant forces at the junction between arches and ribs

Fig. 3. Deformed state of the cross vault (scaling factor $k = 500$)



Крестовый свод: $L = 5$ м; $f/L = 0,3$; $t = 0,25$ м; $d = 0,5$ м

Точки 1–4, где действуют напряжения наибольшей интенсивности, замаркированы на одной распалубке, на трех других распалубках точки расположены симметрично

Рис. 4. Главные растягивающие напряжения σ_1 и σ_2 на поверхностях крестового свода (МПа) и их траектория

Cross vault: $L = 5$ м; $f/L = 0,3$; $t = 0,25$ м; $d = 0,5$ м

Points 1–4, where the highest intensity stresses act, are marked on one groin; on three other groins, points are located symmetrically

Fig. 4. Principal tensile stresses σ_1 and σ_2 on the surfaces of the cross vault (MPa) and their trajectory

равны значениям напряжений σ_1 (*двухосное растяжение равной интенсивности*). При этом в центральной области свода по осям распалубок (линии 2–3) действуют напряжения σ_1 и σ_2 , значения которых соизмеримы и ориентированные вдоль и поперек осей распалубок (*двухосное растяжение равной интенсивности*);

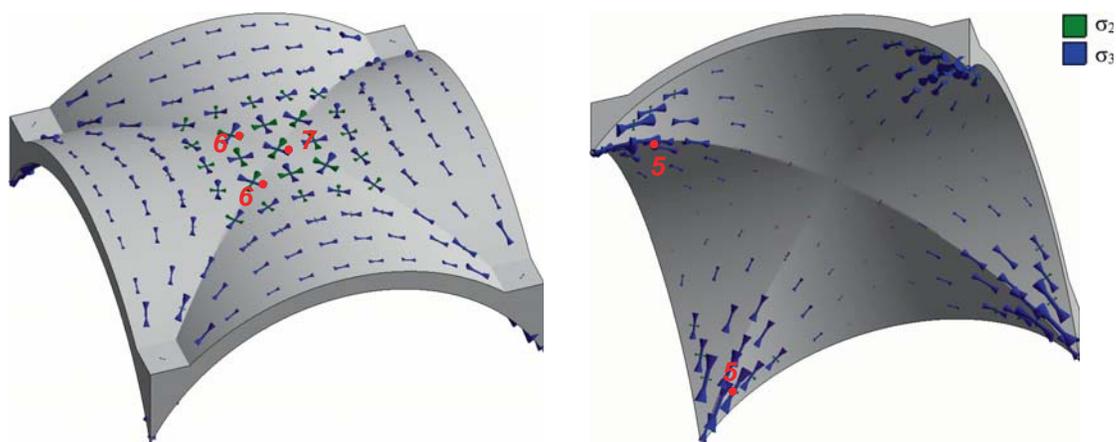
– снизу свода по его периметру посередине распалубок (точки 3 на осях распалубок у щек), где их интенсивность в среднем в два раза меньше интенсивности напряжений в центре свода. Напряжения σ_1 ориентированы вдоль условных арок распалубок свода, при этом напряжения в ортогональном направлении стремятся к нулю (*одноосное растяжение*);

– сверху свода по его периметру в крайних третях распалубок (точки 4, при уменьшении отношения f/L данные области перемещаются к опорным консолям). Интенсивность напряжений σ_1 существенно меньше, чем в центральной области (в среднем в 3 раза), при этом в ортогональном направлении (вдоль условных арок распалубок) действуют сжимающие напряжения σ_3 (рис. 5), интенсивность которых на порядок больше интенсивности напряжений σ_1 . Эти обстоятельства позволяют не рассматривать данные области при анализе образования первичных трещин в своде.

Сжимающие напряжения наибольшей интенсивности действуют (рис. 5):

– снизу свода у опор вдоль его ребер (точки 5 и опорные консоли в целом). Напряжения σ_3 в опорных консолях ориентированы к опорной точке, при этом в ортогональном направлении напряжения стремятся к нулю (*одноосное сжатие*). Следует отметить, что интенсивность напряжений σ_3 в опорных консолях в среднем в два раза больше, чем в центральной области;

– сверху свода в центральной области вдоль ребер на некотором расстоянии от центра (точки 6). Напряжения σ_3 ориентированы поперек ребер свода (к опорам напряжения σ_3 ориентированы вдоль ребер). Вдоль ребер действуют сжимающие напряжения σ_2 , интенсивность



Крестовый свод: $L = 5$ м; $f/L = 0,3$; $t = 0,25$ м; $d = 0,5$ м

Точки 5–7, где действуют напряжения наибольшей интенсивности, замаркированы на одной распалубке, на трех других распалубках точки расположены симметрично

Рис. 5. Траектория главных сжимающих напряжений σ_2 и σ_3 на поверхностях крестового свода

Cross vault: $L = 5$ м; $f/L = 0,3$; $t = 0,25$ м; $d = 0,5$ м

Points 5–7, where the highest intensity stresses act, are marked on one groin; on three other groins, points are located symmetrically

Fig. 5. Trajectory of principal compressive stresses σ_2 and σ_3 on the surfaces of the cross vault

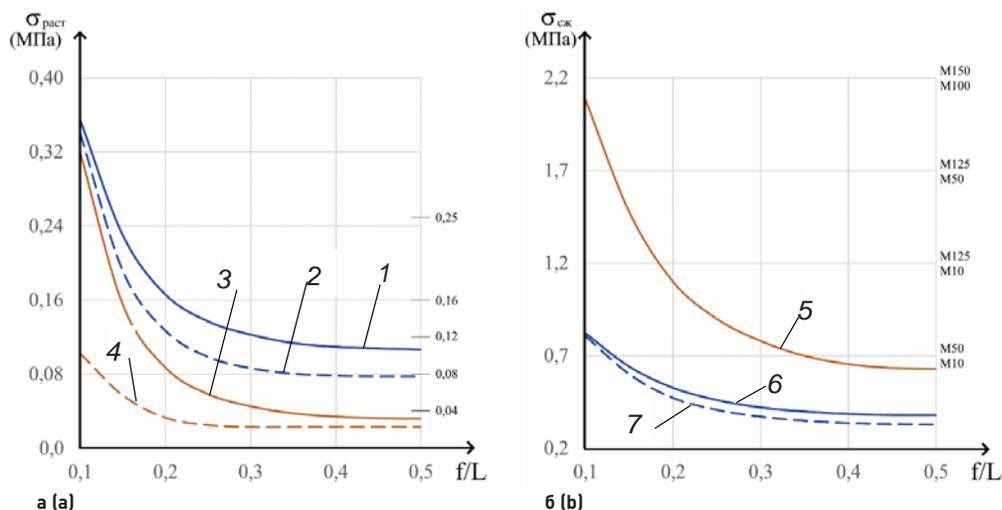
которых близка к интенсивности напряжений σ_3 . Непосредственно в центре свода (точка 7) интенсивность напряжений σ_3 меньше, однако значения σ_3 и σ_2 равны друг другу. При этом во всей центральной области свода действуют напряжения σ_3 и σ_2 , значения которых соизмеримы и ориентированные вдоль и поперек осей распалубок (*двухосное сжатие равной интенсивности*).

Интенсивность как растягивающих, так и сжимающих напряжений во всех анализируемых точках увеличивается при уменьшении отношения f/L от 0,5 до 0,1 (рис. 6). При $f/L < 0,3$ наблюдается резкое увеличение напряжений, что наиболее существенно проявляется при $f/L < 0,2$. Так, растягивающие напряжения σ_1 в точке 1 при уменьшении f/L от 0,5 до 0,3 увеличиваются на 15%, при уменьшении f/L от 0,3 до 0,2 увеличение составляет 35%, от 0,2 до 0,1 – 115%.

Аналогичным закономерностям подчиняются вертикальные перемещения свода и распор в опорных консолях (рис. 7). При уменьшении f/L от 0,5 до 0,1 величина распора H увеличивается более чем в 2 раза, вертикальные перемещения центра свода – более чем в 4 раза. Уменьшение вертикальной составляющей опорной реакции V при уменьшении f/L от 0,5 до 0,1 объясняется уменьшением объема как кладки свода, так и устроенной по нему засыпки.

Прочностной анализ крестового свода

Существенной при проведении прочностного анализа крестового свода оказывается система устройства кладки (перевязка кладки распалубок). Кладка распалубок производилась со швами (горизонтальными швами кладки), нормальными или к щековым поверхностям (рис. 8а), или к диагональным ребрам (рис. 8б). При этом первый вариант встречается при обследовании исторических зданий существенно чаще.



Крестовый свод: $L = 5$ м; $t = 0,25$ м; $d = 0,5$ м

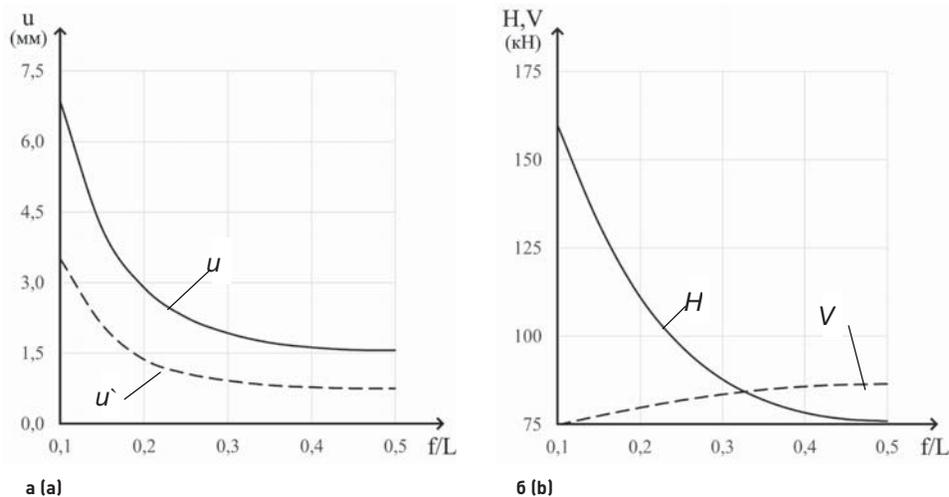
1-4 – номера точек в соответствии с рис. 4; 5-7 – номера точек в соответствии с рис. 5

Рис. 6. Изменение главных растягивающих (а) и сжимающих (б) напряжений в наиболее напряженных областях (точках 1-7) в зависимости от отношения f/L

Cross vault: $L = 5$ m; $t = 0.25$ m; $d = 0.5$ m

1-4 – point numbers corresponding to Fig. 4; 5-7 – point numbers corresponding to Fig. 5

Fig. 6. Variation of principal tensile (a) and compressive (b) stresses in the most stressed areas (points 1-7) as a function of the ratio f/L



Крестовый свод: $L = 5$ м; $t = 0,25$ м; $d = 0,5$ м

u, u' – вертикальные перемещения соответственно центра свода и условных арок при сопряжении со стенами (рис. 3); H, V – соответственно горизонтальная (распор) и вертикальная составляющие опорной реакции в одной опоре (опорной консоли)

Рис. 7. Изменение вертикальных перемещений u центра свода (а) и опорных реакций H и V в одной опорной консоли (б) в зависимости от отношения f/L

Cross vault: $L = 5$ m; $t = 0.25$ m; $d = 0.5$ m

u, u' – vertical displacements of the vault center and the conditional arches at the junction with the walls, respectively (Fig. 3); H, V – horizontal (thrust) and vertical components of the support reaction in one support (support console), respectively

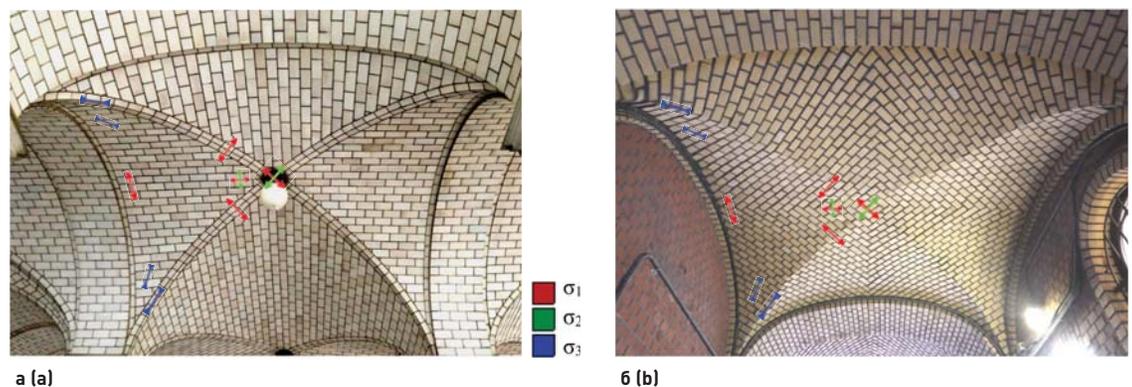
Fig. 7. Variation of vertical displacements u of the vault center (a) and support reactions H and V in one support console (b) as a function of the ratio f/L

Выше обосновано, что как растягивающие, так и сжимающие напряжения наибольшей интенсивности действуют снизу свода, в связи с чем на рис. 8 на одной из распалубок показано напряженное состояние свода «в укрупненном виде». Из рисунка видно, что как сжимающие, так и растягивающие напряжения действуют под разными углами относительно горизонтальных растворных швов (далее – опорных швов) в зависимости от местоположения анализируемой точки и системы перевязки кладки.

Характерной особенностью кирпичной кладки является анизотропия ее прочности, при которой сопротивление как сжатию, так и растяжению зависит от ориентации данных усилий относительно опорных швов [11] (рис. 9а, б). Анализ прочности кладки при двухосном напряженном состоянии возможно вести, основываясь на эмпирических критериях прочности. В российской практике наиболее известным является эмпирический критерий прочности Г. А. Гениева [12] (рис. 9в), за рубежом – критерий, предложенный А. W. Page [13] (рис. 9з).

Показано, что в центральной области снизу свода по осям распалубок складывается двухосное растяжение равной интенсивности. При первом варианте перевязки кладки (рис. 8а) растягивающие напряжения действуют под углом 0° и 90° к опорным швам (растяжение по перевязанным и неперевязанным сечениям), при втором варианте (рис. 8б) – под углом 45° к опорным швам. При любом из обозначенных вариантов перевязки сопротивление кладки двухосному растяжению характеризуется как крайне низкое (рис. 9в, з). По периметру свода посередине распалубок (на осях распалубок у щек) растягивающие напряжения σ_1 действуют (рис. 8): при первом варианте перевязки кладки – под углом 90° к опорным швам (растяжение по неперевязанным сечениям), при втором варианте – под углом 45° к опорным швам (растяжение по условно перевязанным сечениям). При этом интенсивность напряжений в среднем в два раза меньше интенсивности напряжений в центре свода.

При обследовании крестовых сводов наиболее часто фиксируются трещины, развивающиеся именно вдоль осей распалубок (рис. 10) и в первую очередь в центральной



Напряженное состояние «в укрупненном виде» показано на одной распалубке, на трех других распалубках напряженное состояние симметрично

Рис. 8. Устройство кладки распалубок крестового свода: а – со швами нормальными к щекowym поверхностям (вариант 1); б – со швами нормальными к диагональным ребрам или «в елку» (вариант 2)

The stress state is illustrated in a detailed view on one groin, while on three other groins, the stress state is symmetrical

Fig. 8. Arrangement of masonry of cross vault groins: a – with joints to the spandrel (variant 1); b – with joints to the diagonal ribs, herringbone pattern (variant 2)

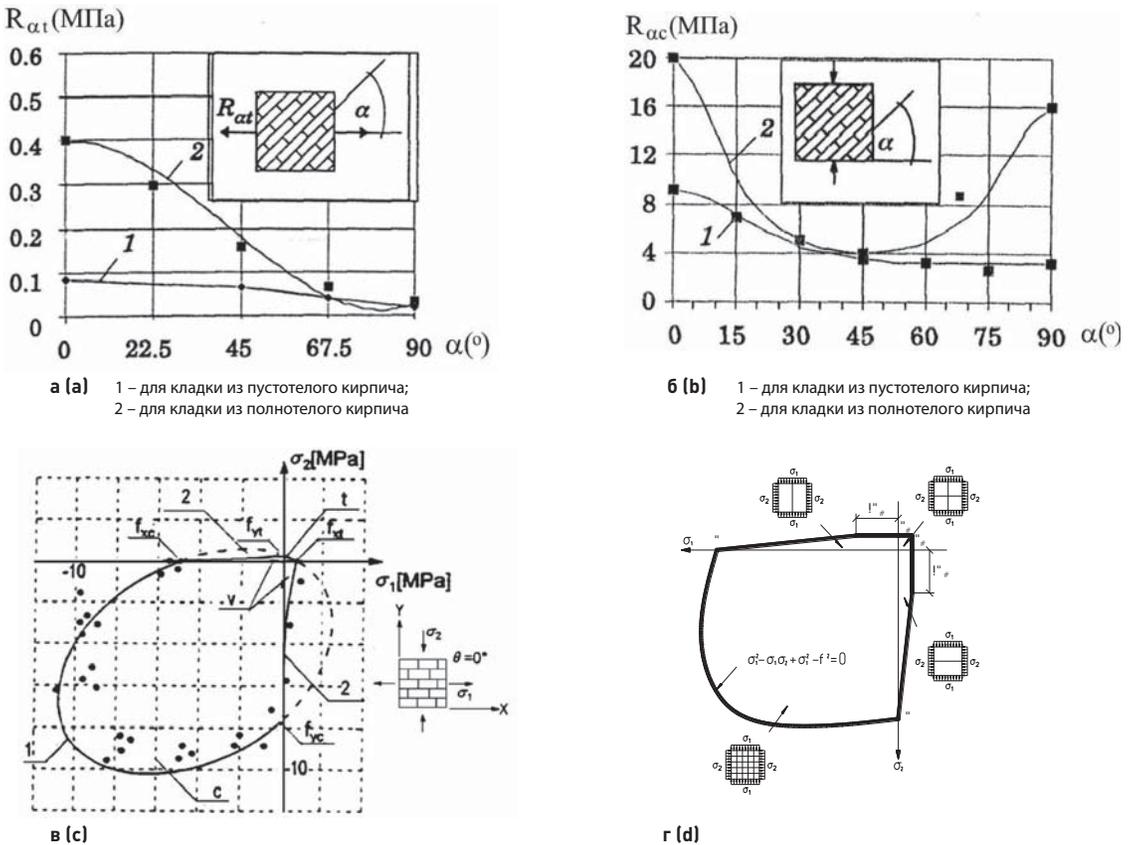


Рис. 9. К прочностному анализу кирпичной кладки: *a, б* – сопротивление кладки соответственно сжатию и растяжению под различными углами к растворным швам согласно [11]; *в, г* – критерий прочности кладки соответственно согласно [12, 13]

Fig. 9. Strength analysis of brick masonry: *a, b* – resistance of masonry to compression and tension at various angles to the mortar joints according to [11]; *c, d* – masonry strength criterion according to [12, 13]

области свода (при этом возможно провисание центральной области), с последующим развитием трещин вдоль осей к щекам. Данная картина поврежденности наиболее выражена для пологих сводов, что обосновывается результатами выполненных численных исследований (рис. 6, 7). При этом инициирующим фактором появления трещин может явиться, например, подвижка опор свода из-за неравномерных осадок фундаментов, податливости опор распору и пр. (распор в опорных консолях также возрастает при уменьшении отношения f/L).

При сопряжении распалубок с ребрами свода значения растягивающих напряжений больше, чем во всей центральной области, однако в данных зонах формируется одноосное растяжение, при котором напряжения σ_1 действуют: при первом варианте перевязки кладки – под углом 45° к опорным швам (растяжение по условно перевязанным сечениям), при втором варианте перевязки – 0° к опорным швам, то есть вдоль опорных швов (растяжение по перевязанным сечениям). Сопротивление кладки растяжению по перевязанным швам выше сопротивления двухосному растяжению. В итоге трещины при сопряжении

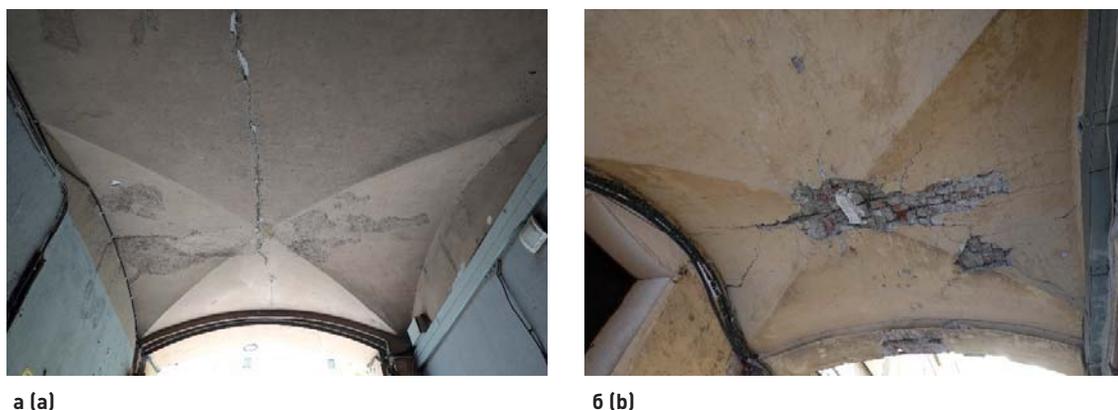


Рис. 10. Трещинообразование в крестовом своде
Fig. 10. Cracking in the cross vault

распалубок с ребрами образуются «во вторую очередь», то есть после существенного развития вышеописанных повреждений (рис. 10б). Также трещины в данных зонах образуются при неравномерных подвижках опор свода.

В опорных консолях сжимающие напряжения действуют: при первом варианте перевязки кладки (рис. 8а) – под углом 45° к опорным швам, когда сопротивление кладки сжатию минимально (рис. 9б), при втором варианте (рис. 8б) – под углом 90° к опорным швам.

Из рис. 6б видно (кривая 5), что при отношении $f/L > 0,3$ сжимающие напряжения близки к расчетному сопротивлению кладки сжатию $R = 0,7$ МПа в соответствии с СП 15.13330.2020 [10] для кирпича марки М50 и раствора марки М10, при $f/L = 0,2$ – к значению $R = 1,2$ МПа для кирпича марки М125 и раствора марки М10, а при $f/L = 0,1$ – к значению $R = 2,2$ МПа для кирпича марки М150 и раствора марки М100. При этом регламентированные СП 15.13330.2020 [10] расчетные сопротивления R установлены из испытаний, когда сжимающие усилия действуют под углом 90° к опорным швам ($R = R_{90}$). Для крестовых сводов при первом варианте перевязки кладки, когда сопротивление кладки сжатию R_{45} существенно (до пяти раз) меньше приведенных выше значений $R_{90} = R$, напряжения в опорных консолях становятся критическими, а для пологих сводов могут на порядок превышать значения R_{45} .

Однако при обследовании каменных крестовых сводов ситуации силового раздробления кладки опорных консолей встречаются редко (в основном фиксируются трещины в распалубках). Объясняется это тем, что сжимающие напряжения указанной интенсивности действуют в локальной области, средние напряжения в опорных консолях существенно меньше. Кроме этого, расчетные сопротивления кладки сжатию R установлены [14] исходя из механизмов разрушения вертикальных образцов (стены, колонны) на центральное сжатие – механизм потери устойчивости «столбиков», на которые разделили кладку трещины. В итоге предельные напряжения в опорных консолях должны регламентироваться сопротивлением кладочных элементов местному сжатию (раздробление кладки консолей), что требует проведения дополнительных исследований.

Далее следует отметить, что верхняя центральная область свода испытывает двухосное сжатие равной интенсивности (рис. 5), при котором кладка характеризуется наибольшим сопротивлением (рис. 9в, г).

Заключение

Существенное влияние на формирование напряженно-деформированного состояния крестового свода оказывает отношение стрелы подъема к пролету f/L . Как растягивающие, так и сжимающие напряжения в областях с наибольшей их интенсивностью возрастают при уменьшении отношения f/L . При $f/L < 0,3$ наблюдается резкое увеличение напряжений, что наиболее существенно проявляется при $f/L < 0,2$. Аналогичным закономерностям подчиняются вертикальные перемещения свода (центральной области) и величина распора в опорах.

Наиболее неблагоприятное напряженное состояние складывается в центральной области крестового свода снизу по осям распалубок, где формируется двухосное растяжение равной интенсивности, сопротивление которому характеризуется как крайне низкое. Данное обстоятельство обосновывает образование фиксируемых при обследовании трещин вдоль распалубок, которые получают свое развитие из центра свода. При этом именно в пологих сводах фиксируется наибольшая степень поврежденности.

Существенное значение для прочности крестового свода имеет система устройства кладки (перевязка кладки распалубок). Так, сжимающие усилия в опорных консолях могут действовать (в зависимости от системы перевязки) как под углом 90° , так и под углом 45° к горизонтальным растворным швам. Сопротивление кладки при данных значениях угла может отличаться до пяти раз. Аналогично для растягивающих усилий, когда сопротивления растяжению по перевязанным и неперевязанным сечениям характеризуются различными значениями.

Отмеченные обстоятельства необходимо учитывать при обосновании картины поврежденности крестовых сводов исторических зданий и при проведении их поверочных расчетов.

Список литературы

1. Красовский А.К. Гражданская архитектура. Части зданий. 2-е изд. Москва; 1886.
2. Романович М.Е. Гражданская архитектура. Части зданий. Т. 2. Арки и своды. Санкт-Петербург; 1903.
3. Кирштейн Г.В. Строительное искусство: Руководство к возведению фабричных, гражданских и сельских строений. 3-е изд. Рига: Издание Н. Киммеля; 1909.
4. Полищук А.А. Курс строительного искусства в связи с расчетами устойчивости и прочности частей сооружений. Ч. 4. Каменные стены и своды. Санкт-Петербург: Паровая скоропечатня П.О. Яблонского; 1913.
5. Бернгард В.Р. Арки и своды. Руководство к устройству и расчету арочных и сводчатых перекрытий. Ч. 1. Устройство арок и сводов. Санкт-Петербург: Типография Ю.Н. Эрлихъ; 1901.
6. Лахтин Н.К. Расчет арок и сводов. Москва: Студенческое Издательское Общество; 1911.
7. Кривошеин Г.Г. Расчет сводов. Петроград: Тип. Бенке; 1918.
8. Бессонов Г.Б. Исследование деформаций, расчет несущей способности и конструктивное укрепление древних распорных систем. Москва: Росреставрация; 1989.
9. Пашкин Е.М., Бессонов Г.Б. Диагностика деформации памятников архитектуры. Москва: Стройиздат; 1984.
10. СП 15.13330.2020. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81 [интернет]. Режим доступа: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/117291/>
11. Орлович Р.Б., Найчук А.Я., Деркач В.Н. Анизотропия прочности каменной кладки из кладочных элементов с щелевыми вертикальными пустотами. Строительная механика и расчет сооружений. 2010;(3):35–38.
12. Гениев Г.А. О критерии прочности каменной кладки при плоском напряженном состоянии. Строительная механика и расчет сооружений. 1979;(2):7–11.

13. *Page A.W.* The strength of brick masonry under biaxial compression-tension. *International Journal of Masonry Construction*. 1983;3(1):26–31.
14. *Онищик Л.И.* Каменные конструкции промышленных и гражданских зданий. Москва: Госстройиздат; 1939.

References

1. *Krasovskii A.K.* Civil architecture. Parts of buildings. 2nd ed. Moscow; 1886. (In Russian).
2. *Romanovich M.E.* Civil architecture. Parts of buildings. Vol. 2. Arches and vaults. St. Petersburg; 1903. (In Russian).
3. *Kirshstein G.V.* Building Art: A Guide to the construction of factory, civil and rural buildings. 3rd ed. Riga: N. Kimmel Publishing; 1909. (In Russian).
4. *Polishchuk A.A.* The course of building art in connection with calculations of stability and strength of parts of structures. Part 4. Stone walls and vaults. St. Petersburg: P.O. Yablonsky's Steam Printing House; 1913. (In Russian).
5. *Berngard V.R.* Arches and vaults. A guide to the design and calculation of arched and vaulted ceilings. Part 1. The device of arches and vaults. St. Petersburg: Typography Yu.N. Erlich; 1901. (In Russian).
6. *Laxtin N.K.* Calculation of arches and vaults. Moscow: Students' Publishing Society; 1911. (In Russian).
7. *Krivoshein G.G.* Calculation of vaults. Petrograd: Benke Printing House; 1918. (In Russian).
8. *Bessonov G.B.* Study of deformations, calculation of load-bearing capacity and structural reinforcement of ancient spacer systems. Moscow: Rosrestavratsiya Publ.; 1989. (In Russian).
9. *Pashkin E.M., Bessonov G.B.* Diagnostics of deformation of architectural monuments. Moscow: Stroyizdat Publ; 1984. (In Russian).
10. SP 15.13330.2020. Masonry and reinforced masonry structures. Updated version of SNIP II-22-81 [internet]. Available at: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/117291/>. (In Russian).
11. *Orlovich R.B., Naichuk A.Ya., Derkach V.N.* Anisotropy of the strength of masonry from masonry elements with slotted vertical voids. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2010;(3):35–38. (In Russian).
12. *Geniev G.A.* On the criteria for the strength of masonry in a flat stressed state. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 1979;(2):7–11. (In Russian).
13. *Page A.W.* The strength of brick masonry under biaxial compression-tension. *International Journal of Masonry Construction*. 1983;3(1):26–31.
14. *Onishchik L.I.* Stone structures of industrial and civil buildings. Moscow: Gosstroyizdat Publ.; 1939. (In Russian).

Информация об авторе / Information about the author

Сергей Сергеевич Зимин, канд. техн. наук, доцент инженерно-строительного института, Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Санкт-Петербург
e-mail: zimin_sergei@mail.ru

Sergey S. Zimin, Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, Institute of Civil Engineering, Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, St. Petersburg
e-mail: zimin_sergei@mail.ru

ПРИМЕНЕНИЕ КРУПНОФОРМАТНЫХ КАМНЕЙ ИЗ ВЫСОКОПОРИЗОВАННОЙ КЕРАМИКИ В НЕСУЩИХ СТЕНАХ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

М.К. ИЩУК^{1,✉}, д-р техн. наук
Х.А. АЙЗЯТУЛЛИН¹
В.А. ЧЕРЕМНЫХ¹
К.П. ПЯТИКРЕСТОВСКИЙ², д-р 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

²АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Российская Федерация

Аннотация

Введение. В российских условиях глубина опирания плиты перекрытия на стену из крупноформатных керамических камней с целью снижения теплопотерь принимается меньше, чем во многих европейских странах. Однако при небольшой глубине опирания перекрытия на край стены существенно возрастают скалывающие напряжения в кладке, что требует выполнения более надежного узла опирания.

Цель. Разработка конструкции узла опирания плиты перекрытия на стену из крупноформатных керамических камней, обеспечивающего его прочность на скалывание при минимальных потерях тепла.

Материалы и методы. Экспериментальная проверка производилась на образцах в виде столбов из крупноформатных камней, под фрагментом железобетонной плиты укладывались три ряда армированной кладки из кирпича. Вертикальная нагрузка прикладывалась к фрагменту плиты перекрытия с эксцентриситетом.

Результаты. Прокладные ряды кирпича выступили в роли распределительной подушки под плитой перекрытия, что привело к росту несущей способности не менее чем на 13–27 % при хороших теплотехнических показателях стены.

Выводы. Расчет простенка наружной стены здания показал возможность возведения зданий с наружными несущими и самонесущими стенами из крупноформатных энергоэффективных камней толщиной 38 см при высоте здания до пяти этажей. Вместе с тем, учитывая хрупкий характер разрушения кладки, высоту таких стен целесообразно ограничить двумя-тремя этажами.

Ключевые слова: кладка наружных стен, крупноформатные камни, высокопоризованная керамика, опирание перекрытия на стену, испытания на скалывание, прочность и трещиностойкость кладки, армирование в растворных швах, сетки из композитных материалов, указания по армированию кладки

Для цитирования: Ищук М.К., Айзятуллин Х.А., Черемных В.А., Пятикрестовский К.П. Применение крупноформатных камней из высокопоризованной керамики в несущих стенах многоэтажных зданий. Вестник НИЦ «Строительство». 2024;43(4):195–209. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-195-209](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-195-209)

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 03.07.2024
Поступила после рецензирования 09.08.2024
Принята к публикации 15.08.2024

APPLICATION OF LARGE-FORMAT HIGHLY POROUS CERAMIC STONES IN LOAD-BEARING WALLS OF MULTI-STORY BUILDINGS

M.K. ISHCHUK^{1,✉}, Dr. Sci. (Engineering)

H.A. AIZYATULLIN¹

V.A. CHEREMNYKH¹

K.P. PYATIKRESTOVSKY², Dr. Sci. (Engineering)

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

²JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation

Abstract

Introduction. In Russian conditions, the depth of support for floor slabs on walls made of large-format ceramic blocks is accepted to be less than in many European countries in order to reduce heat losses. However, with a small depth of support, the shear stresses in the masonry significantly increase, necessitating the construction of a more reliable support joint.

Aim. To develop a design for the support joint of a floor slab on a wall made of large-format ceramic blocks that ensures its shear strength while minimizing heat loss.

Materials and methods. Experimental verification was conducted on samples in the form of columns made of large-format blocks. Three rows of reinforced brick masonry were placed under a fragment of a reinforced concrete slab. A vertical load was applied to the fragment of the floor slab with eccentricity.

Results. The layers of bricks acted as a distribution pad under the floor slab, leading to an increase in load-bearing capacity by at least 13–27 % while maintaining good thermal performance of the wall.

Conclusions. The calculation of the outer wall's pier showed the feasibility of constructing buildings with external load-bearing and self-supporting walls made of large-format energy-efficient blocks with a thickness of 38 cm for building heights up to five stories. However, considering the brittle nature of masonry failure, it is advisable to limit the height of such walls to two or three stories.

Keywords: external wall masonry, large-format blocks, highly porous ceramics, floor slab support on walls, shear testing, strength and crack resistance of masonry, reinforcement in mortar joints, composite material meshes, masonry reinforcement guidelines

For citation: Ishchuk M.K., Aizyatullin H.A., Cheremnykh V.A., Pyatikrestovsky K.P. Application of large-format highly porous ceramic stones in load-bearing walls of multi-story buildings. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2024;43(4):195–209. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-195-209](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-195-209)

Authors contribution statement

All authors made equal contributions to the study and the publication.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 03.07.2024

Revised 09.08.2024

Accepted 15.08.2024

Введение

Применение крупноформатных камней из высокопоризованной керамики позволяет существенно повысить сопротивление наружных стен теплопередаче. Для большинства российских регионов толщина наружной стены, выполненной кладкой из таких камней без применения дополнительного слоя из эффективного утеплителя, могла бы составить 38 см, в то время как из более плотных крупноформатных камней она составляет 51 см и более.

В большинстве европейских стран железобетонные плиты перекрытий заводятся практически на всю толщину стены с устройством в торце плиты слоя утеплителя толщиной 5–8 см (рис. 1).

В российских условиях требуется более эффективная тепловая защита, вследствие чего глубина опирания плиты перекрытия на стену принимается меньше. Однако при опирании перекрытия на край стены существенно возрастают скалывающие напряжения в кладке.

На рис. 2 показан пример опирания плиты перекрытия на стену из крупноформатных камней [1, 2].

С целью повышения надежности узла опирания была проведена проверка узла опирания с прокладными рядами из армированной кирпичной кладки, располагаемыми ниже плиты перекрытия (рис. 3).

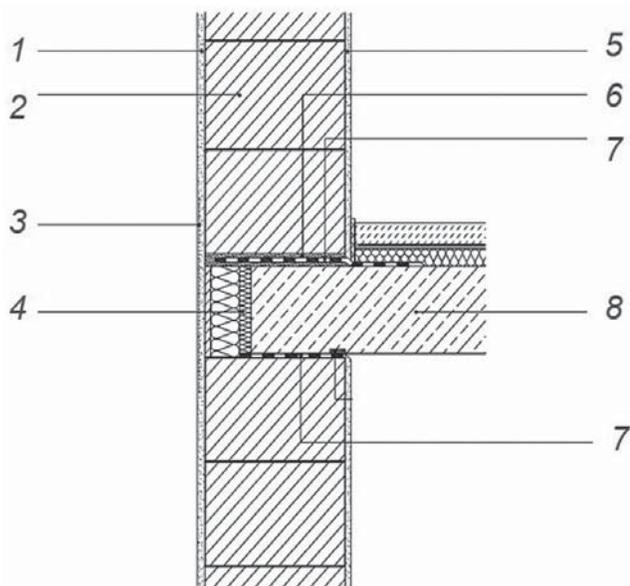


Рис. 1. Опирание железобетонной плиты перекрытия на кладку из энергоэффективных крупноформатных камней по европейскому каталогу Wienerberger [3]:

1 – наружная штукатурка; 2 – крупноформатный керамический камень; 3 – штукатурный слой; 4 – эффективный утеплитель; 5 – внутренняя штукатурка; 6, 7 – гидроизоляция; 8 – железобетонная плита перекрытия

Fig. 1. Support of a reinforced concrete floor slab on masonry made of large-format energy-efficient blocks according to the European Wienerberger catalog [3]:

1 – external plaster; 2 – large-format ceramic block; 3 – plaster layer; 4 – effective insulation; 5 – internal plaster; 6, 7 – waterproofing layer; 8 – reinforced concrete floor slab

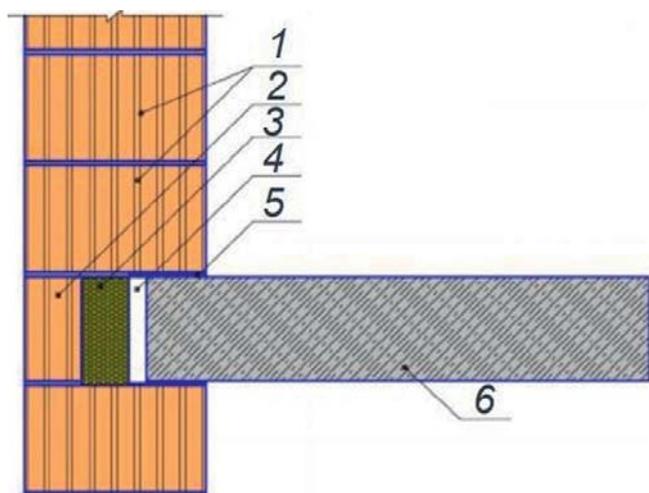


Рис. 2. Опираение железобетонной плиты перекрытия на кладку из крупноформатных камней по альбому с рекомендациями Самарского комбината керамических материалов [1, 2]:
1 – крупноформатный керамический камень КПТН II 150/35;
2 – крупноформатный керамический камень КПТВ III 150/25;
3 – эффективный утеплитель; 4 – воздушная прослойка;
5 – рубероид; 6 – железобетонная плита перекрытия

Fig. 2. Support of a reinforced concrete floor slab on masonry made of large-format blocks according to the recommendations of the Samara Ceramic Materials Plant [1, 2]:
1 – large-format ceramic block KPTN II 150/35;
2 – large-format ceramic block KPTV III 150/25;
3 – effective insulation; 4 – air layer; 5 – roofing material;
6 – reinforced concrete floor slab

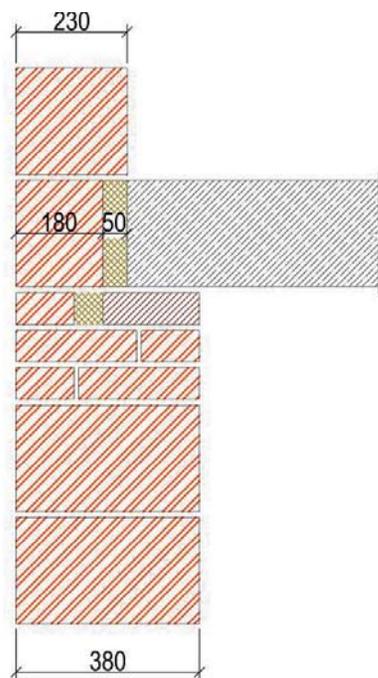


Рис. 3. Исследуемый узел опириания железобетонной плиты перекрытия на кладку из крупноформатных камней из высокопоризованной керамики
Fig. 3. Investigated support joint for a reinforced concrete floor slab on masonry made of large-format highly porous ceramic blocks

Влияние армирования кладки на ее прочность и трещиностойкость при краевом приложении нагрузки

О том, что сетчатое армирование в кладке теряет свою эффективность в случае превышения расстояния между сетками более чем 15–20 см, было известно еще по трудам советского ученого В. А. Камейко [4] и др.

В работе [5] представлены результаты исследований кладки из крупноформатных керамических камней. Армирование образцов осуществлялось базальтопластиковой сеткой с ячейкой 25 × 8 мм. По этой работе мы можем сделать следующие выводы:

- прочность армированной кладки сетками примененного в статье типа, установленными через два ряда кладки (0,4 м), практически не отличается или очень незначительно отличается от прочности неармированной кладки;
- для большей эффективности армирования при сжатии целесообразно располагать сетки с меньшим шагом по высоте.

В работах [6, 7] исследовалась прочность кладки при местном приложении нагрузки. В первой серии исследовались кирпичные стенки, армирование которых выполнено сетками из проволоки Ø 4 Вр-I с ячейкой 50 × 50 мм через 3 ряда кладки равномерно по всей высоте образца. Во второй серии диаметр арматуры сеток принят Ø 3 Вр-I и Ø 5 Вр-I, шаг

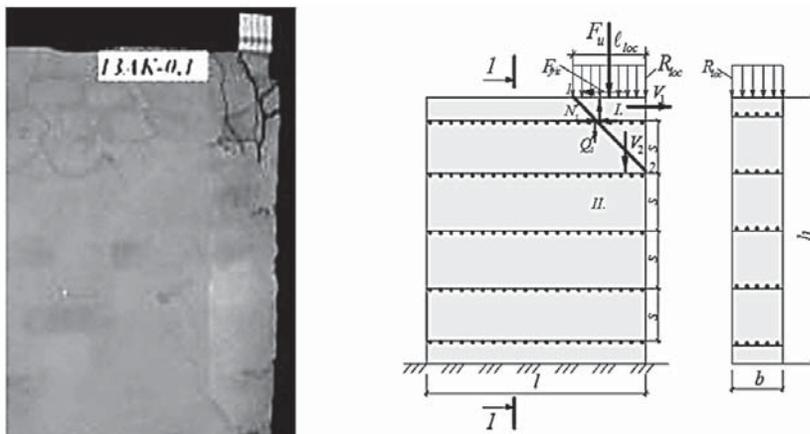


Рис. 4. Смятие армокирпичной стенки [6, 7]
Fig. 4. Crushing of the reinforced brick wall [6, 7]

сеток по высоте принят равномерным или в каждом шве кладки непосредственно в зоне смятия (рис. 4).

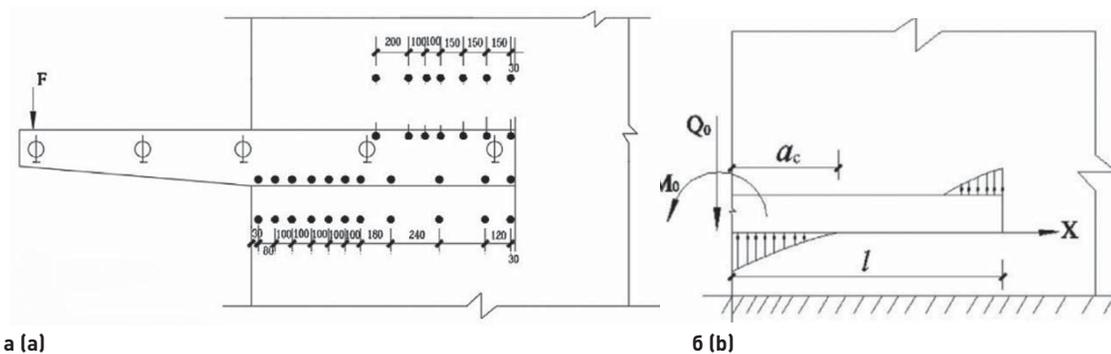
Наблюдалось два вида разрушения: путем среза и в результате разрушения столбика под поверхностью штампа. Независимо от характера расположения сеток арматура по высоте работает неравномерно – лишь в верхней сетке напряжения достигают предела текучести, поэтому усилие в других сетках рекомендовано учитывать с коэффициентом $\gamma = 0,8$. Установлено, что нецелесообразно армирование только одной сеткой под площадкой загрузки, наиболее эффективным является размещение сеток в пределах зоны смятия.

В работе [8] приведены результаты исследований прочности кладки при различных случаях местного сжатия. Испытания проводились на образцах, выполненных из крупноформатного камня марки по прочности М200 на клеевом растворе марки М100. По результатам испытаний коэффициент увеличения расчетного сопротивления кладки для случая приложения вертикальной нагрузки на краю стены оказался очень большим – от 1,01 до 1,33. В итоге, ссылаясь на ограниченность исследований, авторы рекомендуют принять этот коэффициент равным 1,0.

Следует отметить, что приведенная выше работа относится к случаю, когда вертикальная нагрузка прикладывается в виде штампа. Вместе с тем при опирании на кладку плит перекрытий или балок характер приложения нагрузки отличается вследствие их изгиба в пролете и поворота на опоре в случае отсутствия заделки.

В работе китайских исследователей [9] приведены результаты экспериментальных и теоретических исследований прочности каменной кладки на участке опирания на нее консольной балки (рис. 5). На краю опоры наблюдаются максимальные величины сжимающих напряжений, распределенных по эпюре, близкой к треугольной.

Выбор материала и конструкции сеток для эксперимента производился из анализа проведенных ранее исследований по эффективности сетчатого армирования и узлов его анкеровки в условиях работы кладки на растяжение по горизонтали, сдвига – по вертикали. Наиболее полно испытания армированной и неармированной кладки на растяжение приведены в работе [10]. Образцы выполнялись в виде фрагмента однослойной кирпичной



а (a) **б (b)**
Рис. 5. Испытания кладки на местное сжатие: *a* – схема испытаний; *b* – эпюры вертикальных сжимающих напряжений, расчетная схема [9]
Fig. 5. Local compression tests of masonry: *a* – testing scheme; *b* – diagrams of vertical compressive stresses, design diagram

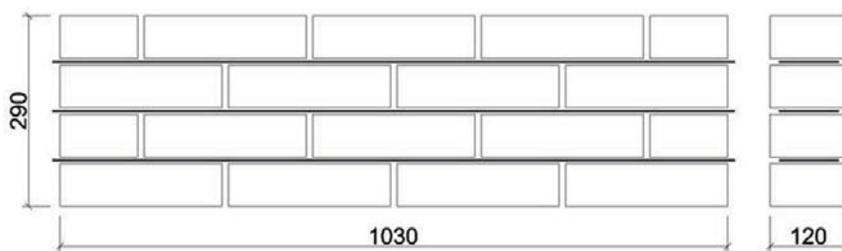


Рис. 6. Чертеж и общий вид армированного образца [10]
Fig. 6. Drawing and general view of the reinforced samples [10]

кладки размером 1030×290 (h) мм и толщиной 120 мм, армирование выполнено сетками в каждом ряду кладки (рис. 6).

Разрушение образцов, армированных стальными сетками с диаметром арматуры 2,9 мм, происходило в основном с образованием одной сквозной вертикальной трещины и разрывом арматуры. Разрушение образцов с продольными стержнями из углепластика диаметром 4 мм вследствие большой прочности арматуры происходило не от ее разрыва, а от ее выдергивания вблизи торцов образца.

Авторами указанной выше работы проводились также экспериментальные исследования прочности и деформаций при осевом растяжении узлов анкеровки сеток из полимерных композитных материалов, установленных в растворные швы между двумя кирпичами [11, 12].

В работе [11] приведены результаты испытания на вырыв из растворного шва сеток из базальтопластика. Разрушение происходило вследствие разрыва продольных стержней сеток из растворного шва.

В работе [12] исследовались образцы с жесткими сетками из стекловолокна. Разрушение происходило вследствие выдергивания продольных стержней сеток из растворного шва.

Косвенно судить о работе сеток из полимерных композитных материалов позволяют и результаты проведенных авторами работ исследований прочности и деформаций двухслойной кладки при сдвиге слоев относительно друг друга [13]. Исследования показали, что армирование жесткими стеклопластиковыми сетками позволило обеспечить надежную связь слоев. При этом в предельном состоянии вырыва сеток из растворных швов не происходило. Происходил разрыв сеток по шву между кладкой лицевого слоя толщиной 85 мм из клинкерного кирпича и основного слоя кладки из керамических крупноформатных камней.

В работах авторов показано, что прочность отдельных продольных стержней из полимерных композитных материалов, работающих в составе сеток, уложенных в горизонтальные растворные швы, при растяжении используется не полностью. Коэффициент условий работы, характеризующий степень использования прочности отдельных продольных стержней сеток, может быть принят равным 0,7.

Анализ источников показал следующее:

1. При опирании на кладку плит перекрытий характер приложения нагрузки отличается вследствие их изгиба в пролете и поворота на опоре.

Глубина опирания плит перекрытий на кладку в большинстве стран принята практически на всю толщину стены с устройством в торце плиты утеплителя толщиной 5–8 см.

В российских условиях вследствие более холодных зим с целью минимизации теплопотерь глубину опирания плиты на стену целесообразно выполнять как можно меньше. Особенно это относится к наружным стенам из крупноформатных камней с большим объемом пор в керамике, позволяющим выполнять стену однослойной толщиной 380 мм. В этом случае глубину опирания целесообразно выполнять не более 150 мм. В то же время вследствие сокращения глубины опирания плиты перекрытия на кладку сокращается площадь смятия и рост скалывающих напряжений под плитой.

2. Предельное состояние кладки при приложении нагрузки на краю стены может наступить по трем случаям: от раздробления кладки под опорой, среза и скалывания под углом.

3. Прочность кладки на смятие может быть повышена за счет армирования сетками, располагаемыми в горизонтальных растворных швах. С увеличением расстояния между сетками по высоте до 20 см и более эффективность армирования падает. Наилучший эффект достигается при шаге сеток ~7 см при армировании верхних трех-четырех рядов кладки на участке приложения местной нагрузки.

Целью проводимых исследований являлась оценка работы узла опирания перекрытия на стену из такого хрупкого материала, как крупноформатные камни из высокопоризованной керамики.

Материалы для изготовления образцов

Образцы выполнялись кладкой из крупноформатных камней Самарского комбината керамических материалов из высокопоризованной керамики с габаритами $250 \times 380 \times 219$ (h) мм марки по прочности М75 и коэффициентом теплопроводности 0,082 Вт/м×К (рис. 7).

Нагрузка на кладку передавалась через фрагмент железобетонной плиты с габаритами $150 \times 380 \times 219$ (h) мм. Ниже уровня плиты выполнялись прокладные ряды из керамического кирпича высотой по 65 мм пустотностью 42% марки М150 и полнотелого кирпича марки М200 (рис. 8).

Кладка велась на цементно-песчаном растворе марки М100. Толщина горизонтальных швов составила 12 мм, вертикальных – 10 мм. Армирование кладки осуществлялось сетками, укладываемыми в горизонтальные растворные швы. Стальные сетки выполнялись из проволоки класса В500 диаметром 2,7 мм с ячейкой 50×50 мм с разрывным усилием $P = 318$ кгс (3,11 кН) и модулем упругости $E_s = 170\,000$ МПа.

Размер ячейки сеток из полимерных композитных материалов составил 50×50 мм. Продольная арматура этих сеток выполнялась из углепластика диаметром 6 мм с пределом прочности при растяжении 1400 МПа (разрывное усилие 38,9 кН) и модулем упругости 130 ГПа. Поперечная арматура изготавливалась из стеклопластика диаметром 4 мм.

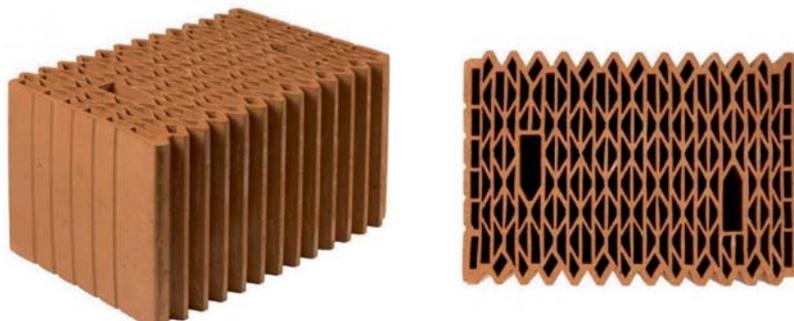


Рис. 7. Энергоэффективный крупноформатный камень из высокопоризованной керамики производства Самарского комбината керамических материалов

Fig. 7. Large-format energy-efficient block made of highly porous ceramics produced by the Samara Ceramic Materials Plant

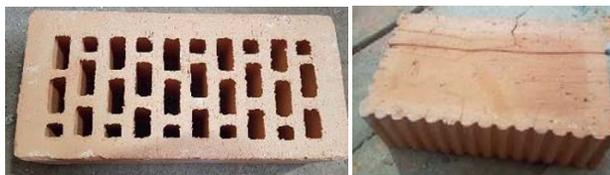


Рис. 8. Кирпичи для изготовления образцов

Fig. 8. Bricks for sample production

Описание опытных образцов

Было испытано четыре серии по пять образцов в каждой. Образцы серий «К», «С», «1К», «2К», выполнены в виде столбов с габаритами в плане $0,38 \times 0,25$ м и высотой 1,14 м (рис. 9).

Нижние два ряда образцов выполнены кладкой из крупноформатных керамических камней. Следующие три ряда выполнены из керамического кирпича. При этом непосредственно под плитой уложены в один ряд полнотелые кирпичи марки М150 высотой по 65 мм и длиной по 200 мм, получаемые путем распиловки целых кирпичей.

Кладка из полнотелых кирпичей и железобетонный фрагмент плиты отделялись плитным утеплителем толщиной 50 мм.

Толщина горизонтальных швов составила 12 мм, вертикальных – 10 мм.

Образцы серии «К1» выполнены в виде столбов с габаритами в плане $0,38 \times 0,25$ м и высотой 0,75 м (рис. 10).

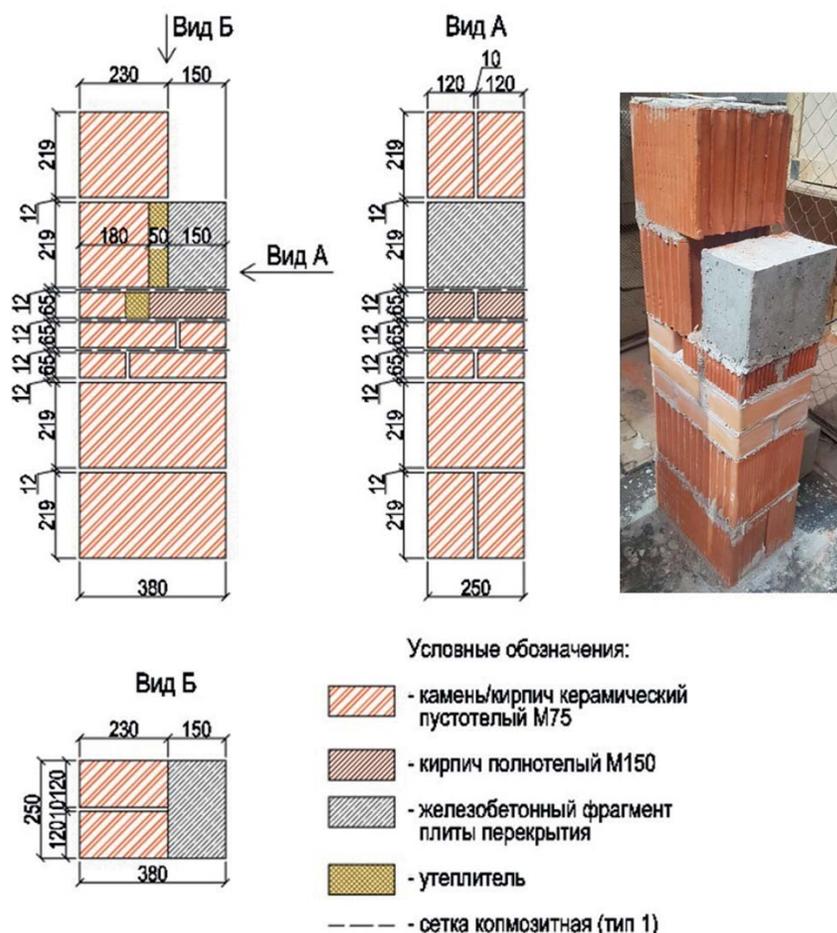


Рис. 9. Образцы серий «К», «С», «1К», «2К»
 Fig. 9. Samples of K, S, 1K, 2K series

Методика проведения испытаний

Образцы испытывались вертикальной нагрузкой, прикладываемой к железобетонному фрагменту с помощью гидравлического домкрата. Схема испытаний приведена на рис. 11.

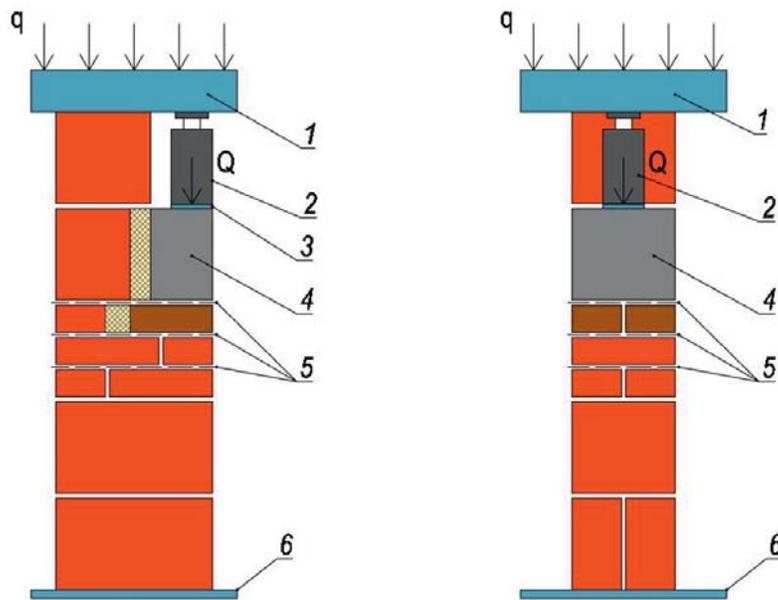
Результаты экспериментальных исследований

Первые трещины образовывались вблизи участка опирания железобетонного фрагмента плиты перекрытия, начиная с уровня второго ряда кирпичной кладки, при уровне вертикального усилия около 85% от предельного.

Разрушение армированных образцов (серий «С», «1К», «2К») происходило



Рис. 10. Образец серии «К1»
 Fig. 10. K1 series sample



а (a) б (b)
 Рис. 11. Схема испытаний образцов серий «К», «С», «1К», «2К»: а – вид образца сбоку; б – вид образца спереди;
 1 – траверса гидравлического пресса; 2 – гидравлический домкрат; 3 – распределительная пластина;
 4 – железобетонный фрагмент плиты перекрытия; 5 – сетка; 6 – поддон
 Fig. 11. Testing scheme for samples of K, S, 1K, 2K series: а – side view of the sample; б – front view of the sample;
 1 – beam of the hydraulic press; 2 – hydraulic jack; 3 – distribution plate; 4 – reinforced concrete fragment of the floor slab; 5 – mesh; 6 – base

в результате разрушения кладки из керамических камней со стороны нагруженного торца образца (рис. 12).

Графики вертикальных деформаций по наиболее нагруженной грани в зависимости от относительного вертикального усилия, приложенного к фрагменту плиты, приведены на рис. 13.

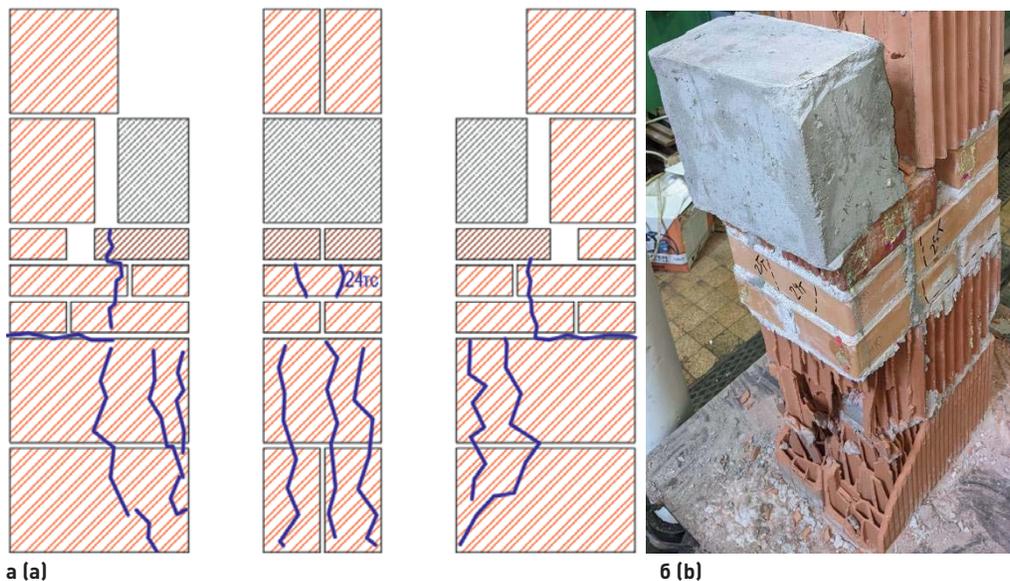


Рис. 12. Образец серии «1К» после испытания: а – схема трещин; б – вид образца после испытания
 Fig. 12. Sample of the 1K series after testing: a – crack scheme; b – view of the sample after testing

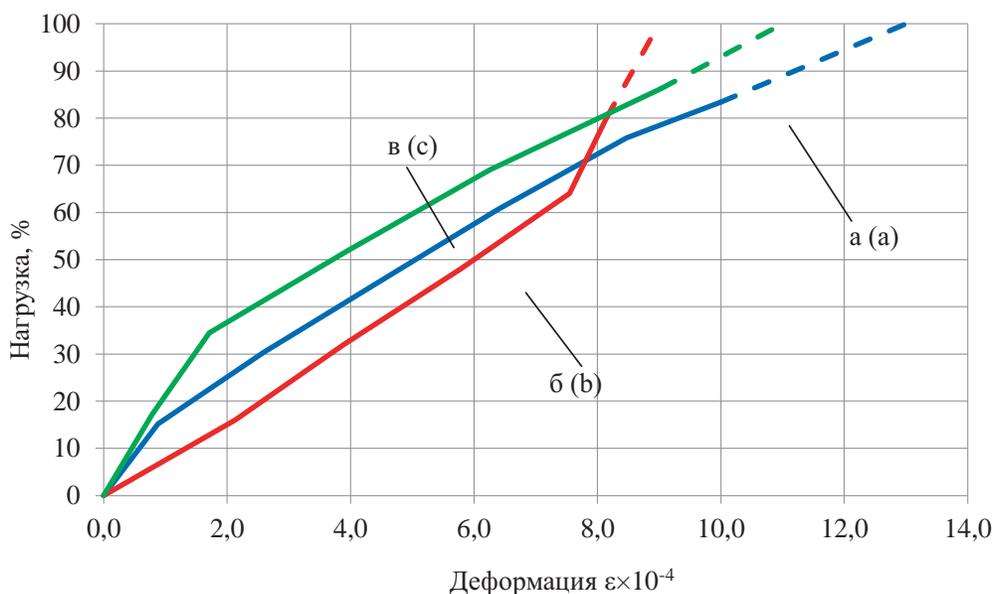


Рис. 13. Вертикальные деформации по наиболее нагруженной грани для образцов серий: а – «С»; б – «1К»; в – «2К»
 Fig. 13. Vertical deformations along the most loaded edge for series samples: a – C; b – 1K; c – 2K

Характер разрушения неармированных образцов (серии «К» и «К1») был близок к хрупкому, первые трещины в кладке были обнаружены при уровне вертикального усилия 80% от предельного.

Разрушение в большинстве случаев происходило с образованием трещин со стороны опирания железобетонного фрагмента плиты перекрытия и по боковым граням образцов (рис. 14).

Графики вертикальных деформаций по наиболее нагруженной грани в зависимости от относительного вертикального усилия, приложенного к фрагменту плиты, приведены на рис. 15.

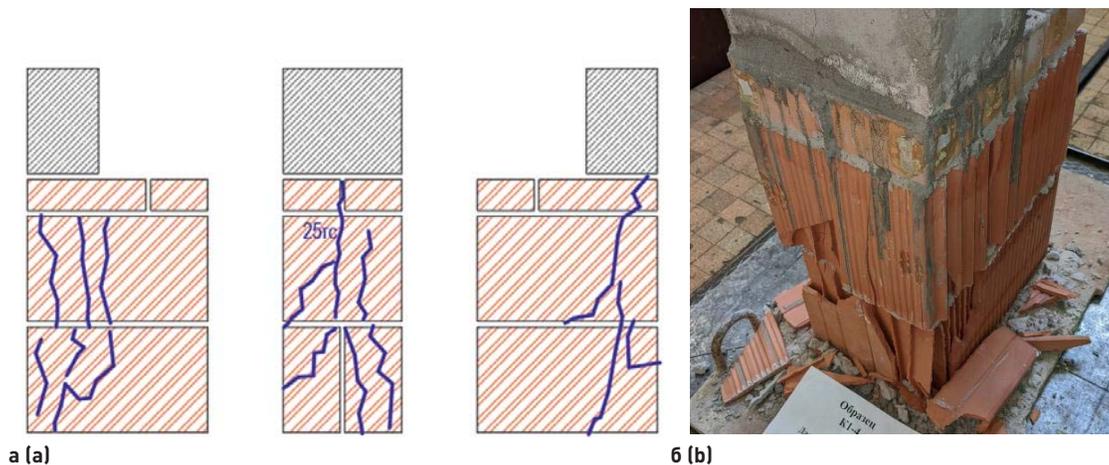


Рис. 14. Образец серии «К1» после испытания: а – схема трещин, б – вид образца после испытания
Fig. 14. Sample of the K1 series after testing: a – crack scheme; b – view of the sample after testing

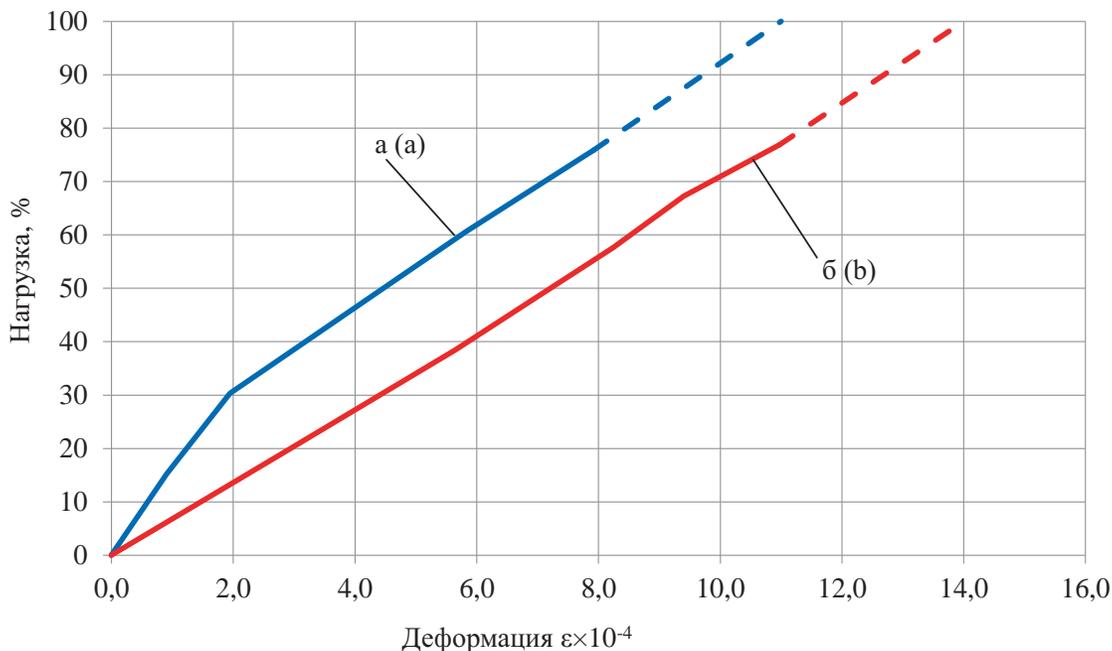


Рис. 15. Вертикальные деформации по наиболее нагруженной грани для образцов серий: а – «К»; б – «К1»
Fig. 15. Vertical deformations along the most loaded edge for series samples: a – K; b – K1

Анализ результатов экспериментальных исследований

Разрушение образцов происходило хрупко в кладке из крупноформатных камней при уровне нагрузки 80–85 % от предельного значения.

Армирование кирпичной кладки, расположенной под плитой перекрытия, вне зависимости от типа применяемой сетки значительно повысило несущую способность.

Отличие в характере работы армированных и неармированных образцов состояло в том, что в неармированных образцах процесс образования трещин начинался в верхних прокладных рядах кладки из кирпича непосредственно под фрагментом плиты перекрытия. В армированных образцах трещины в прокладных рядах образовывались в меньшем количестве.

Разрушение происходило по кладке из крупноформатных высокопустотных камней из поризованной керамики вследствие среза вдоль вертикальных пустот. В случае кладки из полнотелого кирпича разрушение происходило бы по наклонному сечению вследствие скалывания кладки.

Прокладные ряды кирпича выступили в роли распределительной подушки под плитой перекрытия, несколько снизив краевые напряжения, что привело к росту несущей способности не менее чем на 13–27%. Вместе с тем разрушение всех типов образцов (как армированных, так и неармированных) происходило хрупко при уровне нагрузки в момент образования первых трещин 0,8 от предельной.

Расчет простенка наружной стены здания показал возможность возведения зданий с наружными несущими и самонесущими стенами из крупноформатных энергоэффективных камней толщиной 38 см при высоте здания до пяти этажей. Вместе с тем, учитывая хрупкий характер разрушения кладки, высоту таких стен целесообразно ограничить двумя-тремя этажами.

В однослойных наружных стенах из крупноформатных высокопустотных керамических камней при толщине кладки не более 0,4 м и глубиной опирания железобетонной плиты перекрытия, ограниченной возможностью промерзания величиной 15 см, по торцу плиты следует размещать эффективный утеплитель толщиной 5 см. В уровне низа плиты перекрытия следует укладывать три ряда кладки из кирпича, армированных в горизонтальных рядах сетками со стержнями из стали диаметром не менее 3 мм с размером ячейки не более 50 × 50 мм или сетками с ячейкой не менее 25 × 25 мм из композитных материалов с эквивалентным по площади сечением стержней, уложенных перпендикулярно поверхности стены.

Список литературы

1. Альбом технических решений стен из керамических крупноформатных поризованных камней производства ЗАО «Самарский комбинат керамических материалов», торговая марка «Керакам». Москва: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко; 2014.
2. Альбом с рекомендациями Самарского комбината керамических материалов; 2016.
3. Wandlösungen. Planungs- und Verarbeitungshandbuch Technische Informationen. Wienerberger [internet]. Available at: https://www.wienerberger.de/content/dam/wienerberger/germany/marketing/documents-magazines/instructions-guidelines/wall/DE_MKT_DOC_POR_Planungs-%20und%20Verarbeitungshandbuch.pdf.
4. Камейко В.А. Прочность и деформации армированной кирпичной кладки [автореф. диссертации]. Москва; 1951.

5. Грановский А.В. Проведение экспериментальных исследований прочности и деформативности кладки стен из крупноформатных рядовых пустотнорядовых камней, усиленной композитной сеткой на основе базальтового волокна марки «СБНПс ГРИДЕКС» производства фирмы «РЕКСТРОМ-К».
6. Довженко О.А., Пинчук Н.М. Прочность армокирпичной кладки при смятии. В: Технические науки: теоретические и прикладные аспекты. Материалы междунар. заочной науч.-практ. конф. Новосибирск; 2012, с. 136–142.
7. Пинчук Н.М. Прочность армокирпичной кладки при местном приложении сжимающей нагрузки [диссертация]. ПолтНТУ; 2009.
8. Грановский А.В., Сайфулина Н.Ю., Берестенко Е.И. К вопросу прочности кладки из крупноформатного керамического пустотелого камня при местном сжатии. Промышленное и гражданское строительство. 2014;(4):21–23.
9. Xiaolong Tong, Chucai Peng, Jian Zhang. Study on the enhancement coefficient of the local compressive strength improvement of masonry under a cantilever beam Case Studies in Construction Materials. 2019;11:e00243. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2019.e00243>
10. Ищук М.К., Айзятуллин Х.А., Черемных В.А., и др. Экспериментальные исследования прочности и деформаций кладки лицевого слоя наружных стен на растяжение по перевязанному (вертикальному) сечению, армированной в горизонтальных швах сетками из полимерных композитных материалов и стали. Отчет о научно-исследовательской и опытно-конструкторской работе. № Госрегистрации 122042700105-4. Москва; 2022.
11. Ищук М.К. Отечественный опыт возведения зданий с наружными стенами из облегченной кладки. Москва: Стойматериалы; 2009.
12. Ищук М.К., Айзятуллин Х.А., Гогуа О.К. Исследования связей из полимерных композитных сеток для трехслойной кладки. Строительные материалы. 2020;(9):37–43. <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2020-784-9-37-43>
13. Ищук М.К., Гогуа О.К., Айзятуллин Х.А., Черемных В.А. Исследования двухслойной кладки при сдвиге слоев. Вестник НИЦ «Строительство». 2020;25(2):34–43. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2020-2\(25\)-34-43](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2020-2(25)-34-43)

References

1. Album of technical solutions for walls made of ceramic large-format porous stones produced by Samara Combine of Ceramic Materials CJSC, Kerakam trademark. Moscow: Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko; 2014. (In Russian).
2. Album with recommendations of the Samara Ceramic Materials Plant. 2016. (In Russian).
3. Wandlösungen. Planungs- und Verarbeitungshandbuch Technische Informationen. Wienerberger [internet]. Available at: https://www.wienerberger.de/content/dam/wienerberger/germany/marketing/documents-magazines/instructions-guidelines/wall/DE_MKT_DOC_POR_Planungs-%20und%20Verarbeitungshandbuch.pdf.
4. Kameiko V.A. Strength and deformations of reinforced brickwork [dissertation]. Moscow; 1951. (In Russian).
5. Granovsky A.V. Conducting experimental studies of the strength and deformability of masonry walls made of large-format ordinary hollow-perforated stones reinforced with a composite mesh based on basalt fiber of the SBNPs GRIDEX brand manufactured by REKSTROM-K.
6. Dovzhenko O.A., Pinchuk N.M. Strength of reinforced brick masonry during crumpling. In: Technical sciences: theoretical and applied aspects. Materials of the international correspondence scientific and practical conference. Novosibirsk; 2012, pp. 136–142. (In Russian).
7. Pinchuk N.M. The strength of reinforced masonry under local application of compressive load [dissertation]. PoltNTU; 2009. (In Russian).
8. Granovsky A.V., Saifulina N.Yu., Berestenko E.I. On the question of the strength of masonry made of large-format ceramic hollow stone under local compression. Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo = Industrial and Civil Engineering. 2014;(4):21–23. (In Russian).
9. Xiaolong Tong, Chucai Peng, Jian Zhang. Study on the enhancement coefficient of the local compressive strength improvement of masonry under a cantilever beam Case Studies in Construction Materials. 2019;11:e00243. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2019.e00243>

10. *Ishchuk M.K., Aizyatullin H.A., Cheremnykh V.A., et al.* Experimental studies of the tensile strength and deformations of the masonry of the front layer of external walls along a bandaged (vertical) section reinforced in horizontal seams with grids of polymer composite materials and steel. Report on research and development work. State Registration No. 122042700105-4. Moscow; 2022. (In Russian).
11. *Ishchuk M.K.* Domestic experience in the construction of buildings with external walls made of lightweight masonry. Moscow: Stoimaterialy Publ.; 2009. (In Russian).
12. *Ishchuk M.K., Aizyatullin H.A., Gogua O.K.* Research of ties from polymer composite meshes for three-layer masonry. *Stroitel'nye Materialy = Construction Materials*. 2020;(9):37–43. (In Russian). <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2020-784-9-37-43>
13. *Ishchuk M., Gogua O., Aizyatullin H., Cheremnykh V.* Researches of double-layer masonry under shear layers. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2020;25(2):34–43. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2020-2\(25\)-34-43](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2020-2(25)-34-43)

Информация об авторах / Information about the authors

Михаил Карпович Ищук[✉], д-р техн. наук, заведующий лабораторией реконструкции уникальных каменных зданий и сооружений, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: kamkon@yandex.ru

тел.: +7 (926) 535-20-32; +7 (499) 174-79-96 (83)

Mikhail K. Ishchuk[✉], Dr. Sci. (Engineering), Head of the Laboratory for the Reconstruction of Unique Stone Buildings and Structures, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: kamkon@yandex.ru

tel.: +7 (926) 535-20-32; +7 (499) 174-79-96 (83)

Халит Алиевич Айзятуллин, магистр, инженер лаборатории реконструкции уникальных каменных зданий и сооружений, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: halit915@mail.ru

Halit A. Aizyatullin, Master, Engineer, Laboratory for the Reconstruction of Unique Stone Buildings and Structures, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: halit915@mail.ru

Виктория Александровна Черемных, магистр, научный сотрудник лаборатории реконструкции уникальных каменных зданий и сооружений, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: cheremnykh_v.a@mail.ru

Victoria A. Cheremnykh, Master, Researcher, Laboratory for the Reconstruction of Unique Stone Buildings and Structures, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: cheremnykh_v.a@mail.ru

Константин Пантелеевич Пятикрестовский, д-р техн. наук, АО «НИЦ «Строительство», Москва
Konstantin P. Pyatikrestovsky, Dr. Sci. (Engineering), JSC Research Center of Construction, Moscow

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

ОБСЛЕДОВАНИЕ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ ПОСЛЕ ОГНЕВОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ПОЖАРА

Д.В. КУРЛАПОВ, канд. техн. наук

*Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I, Московский пр., д. 9,
г. Санкт-Петербург, 190031, Российская Федерация*

Аннотация

Введение. Для принятия решения по эксплуатации каменных конструкций после воздействия высокой температуры и огня при пожаре производят техническое обследование здания.

Цель. Определение остаточной несущей способности, назначение способа усиления каменных конструкций после пожара.

Материалы и методы. Воздействие при пожаре на каменные конструкции зависит от размера и материала камня, пространственного положения стен, температурной и длительнодействующей составляющей пожара, методов огнетушения.

Результаты. Каменные здания постройки конца XIX и первой половины XX века возводились в основном 2–7-этажные, во второй половине XX века – 5–14-этажные. Стены зданий выполнялись из полнотелых и пустотелых керамических и силикатных кирпичей. Раствор для кладки стен в конце XIX и в течение XX века применялся цементно-известковый. Толщина стен, возведенных в конце XIX – начале XX века, была в 2–2,5 кирпича. Толщина стен после 1920-х годов была равна, как правило, двум кирпичам. При тепловой составляющей пожара кладки из керамического кирпича до 800 °С происходит вышелушевание камня на глубину не более 5 мм, появляются вертикальные и наклонные поверхностные трещины, несущая способность каменной кладки при этом не снижается. При нагреве кладки стен и столбов из керамического кирпича от 800 до 1000 °С происходит огневое поражение на глубину 5–10 мм, образуются вертикальные и наклонные трещины протяженностью не более двух рядов кладки, выпучивание стен не более чем на 1/6 их толщины. Несущая способность кладки снижается на 15–20 %. При нагреве кладки стен и столбов из керамического кирпича от 1000 до 1200 °С кладка повреждается более чем на 10 мм, появляются вертикальные и наклонные трещины на высоту более двух рядов кладки, выпучивание стен до 1/3 и более толщины кладки. Несущая способность кладки снижается более чем на 20 %.

Выводы. Все трещины должны быть классифицированы: от перегрузки участков стен, от температурного воздействия, от неравномерной осадки фундаментов. Для этого должны быть обследованы участки стен, расположенных рядом с помещениями, подвергшимися воздействию пожара. Определяется вид и состояние раствора в кладке. Для сравнения необходимо осмотреть швы в кладке, прилегающей к помещениям, поврежденным пожаром. Расчетное сопротивление кирпичной кладки, подвергшейся огневому воздействию, после охлаждения принимают равным расчетному сопротивлению кладки до пожара, умноженному на коэффициент снижения несущей способности кладки k_{mc} .

Ключевые слова: каменные конструкции, степень огневого воздействия, нагрев кладки, воздействия температуры, трещины, несущая способность

Для цитирования: Курлапов Д.В. Обследование технического состояния каменных зданий после огневого воздействия пожара. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2024;43(4):210–217. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-210-217](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-210-217)

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 24.06.2024

Поступила после рецензирования 02.08.2024

Принята к публикации 08.08.2024

ENGINEERING SURVEY OF STONE BUILDINGS AFTER FIRE EXPOSURE

D.V. KURLAPOV, Cand. Sci. (Engineering)

Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, Moskovsky pr., 9, St. Petersburg, 190031, Russian Federation

Abstract

Introduction. Engineering survey forms a basis for making informed decisions regarding the operation of stone structures following exposure to high temperatures and fire.

Aim. To determine the residual bearing capacity and to specify methods for reinforcing stone structures after a fire.

Materials and methods. The impact of fire on stone structures depends on the size and material of the stone, the spatial arrangement of the walls, the thermal and prolonged effects of the fire, and the firefighting methods employed.

Results. Stone buildings constructed in the late 19th and first half of the 20th century were predominantly 2–7 stories high, while those built in the second half of the 20th century ranged from 5 to 14 stories. The walls were primarily made of solid and hollow ceramic and sand-lime bricks. The mortar used for wall masonry in the late 19th century and throughout the 20th century was cement-lime based. The thickness of walls built in the late 19th to early 20th century typically comprised 2–2.5 bricks, while after the 1920s, it was generally two bricks. When exposed to thermal effects of a fire, ceramic brick masonry at temperatures up to 800 °C experiences spalling of the stone to a depth of no more than 5 mm, with vertical and inclined surface cracks appearing, while the bearing capacity remains unaffected. At temperatures between 800 and 1000 °C, fire damage penetrates to a depth of 5–10 mm, resulting in vertical and inclined cracks extending no more than two courses of masonry, with wall bulging not exceeding 1/6 of their thickness. The bearing capacity of the masonry decreases by 15–20 %. When masonry walls and columns made of ceramic bricks are heated from 1000 to 1200 °C, damage exceeds 10 mm in depth, with vertical and inclined cracks extending over two courses of masonry, and bulging of walls reaching one-third or more of the masonry thickness. The bearing capacity of the masonry declines by more than 20 %.

Conclusions. All cracks must be classified according to their causes: overloading of wall sections, thermal effect, and uneven foundation settlement. This necessitates an inspection of wall sections adjacent to areas affected by fire. The type and condition of the mortar in the masonry are to be assessed. For comparison, joints in masonry adjacent to fire-damaged areas should be examined. The design resistance of brick masonry subjected to fire exposure, after cooling, is considered equal to the design resistance prior to the fire multiplied by a coefficient for reduced bearing capacity k_{mc} .

Keywords: stone structures, degree of fire exposure, masonry heating, temperature effects, cracks, bearing capacity

For citation: Kurlapov D.V. Engineering survey of stone buildings after fire exposure. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2024;43(4):210–217. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-210-217](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-210-217)

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 24.06.2024

Revised 02.08.2024

Accepted 08.08.2024

Введение

Для дальнейшей эксплуатации каменных конструкций после воздействия при пожаре производят техническое обследование пострадавшего от огня здания и его строительных конструкций.

Согласно официальной статистике МЧС, более 70% пожаров ложится на жилой сектор. В крупных исторических центрах это в первую очередь каменные здания с деревянными перекрытиями, способствующими быстрому распространению огневого воздействия. Наибольшее количество пожаров произошло в многоквартирных жилых домах – 15 516 пожаров (аналогичный период прошлого года (АППГ) – 14 989; 3,5%), на которых погибло 1 951 человек (АППГ – 1 922; 1,5%), в том числе 98 несовершеннолетних (АППГ – 79; 24,1%), и получили травмы 1 146 человек (АППГ – 939; 22,0%). В многоквартирных жилых домах произошло 15 450 пожаров (АППГ – 16 482; –6,3%), на которых погибло 1 300 человек (АППГ – 1 445; –10,0%), в том числе 49 несовершеннолетних (АППГ – 55; –10,9%), и получили травмы 1 622 человека (АППГ – 1 658; –2,2%) [1].

Целью обследования технического состояния является определение остаточной несущей способности и способа усиления поврежденных пожаром каменных конструкций.

Состояние вопроса

Каменные здания постройки конца XIX и первой половины XX века возводились в основном 2–7-этажные, во второй половине XX века – 5–14-этажные. Стены зданий выполнялись из полнотелых и пустотелых керамических и силикатных кирпичей. Раствор для кладки стен в конце XIX и в течение XX века применялся цементно-известковый. Толщина стен, возведенных в конце XIX – начале XX века, была в 2–2,5 кирпича. Толщина стен после 1920-х годов была равна, как правило, двум кирпичам.

Стены оштукатуривались изнутри известковым раствором или облицовывались гипсокартонными плитами. Снаружи стены штукатурились известковым и цементно-известковым раствором или кладка велась под расшивку без штукатурки.

Междуэтажное и мансардное перекрытия в зданиях постройки конца XIX и начала XX века выполнялись деревянными по деревянным или металлическим балкам или бетонными по металлическим балкам. Конструктивное пространство между полом и потолком является фактором, ускоряющим в перекрытии огневое распространение. В различных перекрытиях для недопущения распространения огня укладывались поперек балок бруски. В состав деревянных перекрытий по металлическим балкам входят те же элементы, что и в деревянных перекрытиях по деревянным балкам. Взамен деревянных балок использовались металлические балки из двутавра или рельсовые.

В конце XIX – начале XX века в перекрытиях над подвалом и первым этажом (обычно складские помещения) устраивались кирпичные или бетонные сводики по стальным двутавровым балкам или изношенным рельсам. В прежние времена (в XVIII – начале XIX века) своды, которые опирались на стены, были кирпичными [1].

Начиная с конца первой половины XX века в производство вошли железобетонные монолитные и сборные системы перекрытий [2, 3].

Мансардный этаж был засыпан строительным мусором, обложен кирпичом с помощью глиняного раствора, опилками, смешанными с известью, со второй половины XX века – керамзитом, минеральной ватой и стекловолокном. По верху вставки укладывался усиленный защитный слой из известкового или цементного раствора.

Ненесущие части зданий, построенных в конце XIX и в первой половине XX века, производились из брусьев со шлаковой засыпкой, далее следовала штукатурка по дранке. Во второй половине XX века ненесущие части зданий производились в виде щитов-каркасов с обшивкой из гипсокартона.

Марши лестниц в конце XIX и первой половине XX века производились из отдельных ступеней из известнякового камня или бетона, уложенных по стальным двутавровым балкам. В конце XIX века применялись также каменные и бетонные ступени, заделанные одним концом в стены. Под другим концом ступеней укладывалась плашмя стальная полоса, однако считать ее косоуром нельзя из-за очень малого значения изгибной жесткости. Во второй половине XX века начали применяться сборные железобетонные марши и марш-площадки. Площадки выполнялись из бетонных монолитных или сборных железобетонных плит по стальным двутавровым балкам, или из сборных железобетонной плиты с ребром, служащим для опоры плиты и маршей.

Крыша выполнялась с деревянной стропильной системой и обрешеткой из брусков и досок. Кровля чаще всего делалась из стали или волнистых асбоцементных листов.

Воздействие при пожаре на каменные конструкции зависит от размера и материала камня, пространственного положения стен, температурной и длительнодействующей составляющей пожара, методов огнетушения.

Горение древесины обусловлено выделением избыточного тепла, что активизирует сам пожар. Большие деревянные конструкции (балки перекрытий) теряют прочностные характеристики постепенно и медленно в отличие от незащищенных конструкций из металла. Прочность внутренних слоев древесины от усушки получается большей из-за влажностных потерь. Обугливание древесины до 10 мм происходит при температуре около 450–570 °С, при крупнопористом древесном угле толщиной до 20 мм – около 600–800 °С, при обугливание на толщину более 30 мм – 820–1000 °С. Следовательно, при легкой сухой древесине и толщине обугливания до 10 мм огневое воздействие

продолжается около 15 минут, глубине обугливания 20 мм – 30 минут, глубоком обугливания 30 мм – 45 минут.

Металлические конструкции зданий (балки лестничных и площадок перекрытий) производились из малоуглеродистой стали. «Сталь марки – Ст0 содержит углерода до 0,23%, стали марок Ст2 и Ст3 – не более 0,22%» [1]. Такие стали не закаляются и не отпускаются при нагреве до 600 °С. После охлаждения эта сталь сохраняет свои основные характеристики: предел текучести, временное сопротивление, модуль упругости. Нагреваясь свыше 600 °С, стальные конструкции получают большие деформации и обычно не применимы для реконструкции и восстановления.

При тепловой составляющей пожара кладки из керамического кирпича до 800 °С происходит вышелушевание камня на глубину не более 5 мм, появляются вертикальные и наклонные поверхностные трещины, несущая способность каменной кладки при этом не снижается. «При нагреве кладки стен и столбов из керамического кирпича от 800 до 1000 °С происходит огневое поражение на глубину 5–10 мм, образуются вертикальные и наклонные трещины протяженностью не более двух рядов кладки, выпучивание стен не более чем на 1/6 их толщины» [1]. Несущая способность кладки снижается на 15–20%. «При нагреве кладки стен и столбов из керамического кирпича от 1000 до 1200 °С кладка повреждается более чем на 10 мм, появляются вертикальные и наклонные трещины на высоту более двух рядов кладки, выпучивание стен до 1/3 и более толщины кладки». Несущая способность кладки снижается более чем на 20%. Каменная кладка из силикатного кирпича при нагреве до 700 °С образует трещины, прочность кладки снижается в два раза. Каменная кладка из силикатного кирпича до 900 °С показывает интенсивное образование трещин, прочность кладки снижается в 5 раз. Температура нагрева каменных конструкций рассматривается по состоянию штукатурки: цементно-песчаная штукатурка при температуре 400–600 °С выделяется розовым цветом, при температуре 800–900 °С – светло-серым цветом с шелушением; известковая штукатурка при температуре 600–800 °С отходит слоями толщиной до 2 мм с копотью, при температуре 900 °С и выше идет отслоение толщиной более 2 мм, которое проявляется в течение двух недель.

При обследовании технического состояния конструкций из дерева, особенно балок и стропильных систем, определяют характеристики сечения деревянных элементов с учетом выгоревших слоев древесины, а также расчетное сопротивление и состояние узлов сопряжения элементов. В соединениях сопряженных конструкций из дерева использовали металлические гвозди, которые при нагреве дополнительно обугливают древесину в месте контакта, что ослабляет стыки и повышает деформативность. Необходимо дополнительно производить обследование с целью определения параметров поражения древесины от огня.

При обследовании стальных конструкций определяют сечение элементов, их прогибы, деформации кручения, поражения коррозией [4, 5].

При обследовании несущих и самонесущих кирпичных стен определяют их конструкцию, толщину, вид кирпича и раствора, наличие трещин. Выявленные трещины должны быть дифференцированы по происхождению: трещины от перегрузки участков стен, от температурного воздействия, от неравномерной осадки фундаментов. Для этого должны быть обследованы участки стен, расположенных рядом с помещениями, подвергшимися воздействию пожара. Определяется вид и состояние раствора в кладке. Для сравнения необходимо осмотреть швы в кладке, прилегающей к помещениям, поврежденным пожаром (табл. 1) [6].

Таблица 1

Критерии повреждений каменных конструкций

Table 1

Criteria for damage to stone structures

Критерии повреждений конструкций из кирпича	Температура огневого воздействия	Степень оценки повреждений	Инструкции по применению конструкций
Повреждение кладки из глиняного кирпича сжатых элементов (стен и столбов) при пожаре на глубину не более 5 мм (шелушение); вертикальные и косые поверхностные трещины, проходящие по несущим или малонагруженным участкам стены, имеющим проемы; несущая способность конструкций не снижается	До 800 °С	Слабая	Необходимо восстановление слоя штукатурки
Повреждение кладки из глиняного кирпича армированных и неармированных сжатых элементов (стен и столбов) на глубину 5–10 мм; наличие вертикальных или косых трещин на высоте не более 2-х рядов кладки, наклоны и выпучивание стен не более чем на 1/6 их толщины; несущая способность конструкций при эксплуатационных нагрузках снижается на 15–20 %; небольшие повреждения кладки под опорами ферм, балок, прогонов и перемычек в виде трещин, пересекающих не более двух рядов кладки	800–1000 °С	Средняя	Восстановление фрагментов кладки с усилением
Повреждение кладки сжатых элементов (стен и столбов) более 10 мм; утрата несущей способности конструкций при эксплуатационных нагрузках более чем на 20 % происходит при наличии вертикальных и косых трещин в несущих участках стен и столбов на высоту более двух рядов кладки; наклоны и выпучивание стен до 1/3 и более их толщины; кладка повреждена под опорами изгибаемых элементов (ферм, балок, прогонов, перемычек); образование (по длине и раскрытию) значительных трещин	1000–1200 °С	Сильная	Капитальный ремонт. Восстановление прочностных критериев с усилением
Разрушение кирпичной кладки (полное)	1200–1400 °С	Аварийная	Снос и замена строительных конструкций

После пожара назначают элементы лестниц: схемы лестниц (косоурные, бескосоурные, со сборными каменными или бетонными ступенями); сечения и пролеты лестничных площадок (косоуров и балок), сборных железобетонных площадочных маршей; фиксируются деформации изгибаемых элементов (косоуров, ступеней, маршей, площадок).

Таблица 2

Значение коэффициента снижения несущей способности кладки k_{mc}

Table 2

Value of bearing capacity reduction factor k_{mc}

Глубина повреждения кладки (без учета штукатурки), мм	Для конструкций стен и простенков (толщиной 380 мм и более) при температурном воздействии	
	одностороннем	двустороннем
до 5	1,0	0,95
до 20	0,95	0,9
до 50–60	0,9	0,8

Расчетное сопротивление кирпичной кладки, подвергшейся огневому воздействию, после охлаждения принимают равным расчетному сопротивлению кладки до пожара, умноженному на коэффициент снижения несущей способности кладки k_{mc} (табл. 2) [7].

Сжатые элементы конструкций из камня (колонны, простенки), поврежденные воздействием пожара (при их недостаточной несущей способности), проходят системы усиления обоями (стальная, железобетонная или армированная растворная). Каменные конструкции, получившие поверхностные повреждения от огневого воздействия, восстанавливаются вычинкой.

Выводы

1. После длительной эксплуатации ряд основных критериев каменных конструкций зданий (влияющих на их несущую способность) существенно изменяется, пределы огнестойкости (проектные значения) самих конструкций каменных зданий снижаются.

2. Проект реконструкции зданий (особенно с устройством мансардных этажей) предполагает увеличение эксплуатационных нагрузок на конструкции, при этом необходим расчет усиления несущей способности.

3. Необходимо разработать специальные методы определения остаточной несущей способности реконструируемых зданий (с учетом инженерных методик расчета высокой температуры пожара на основные несущие конструкции).

4. Создание противопожарной защиты реконструируемых зданий по критерию (утрата несущей способности) позволит учитывать фактический (эксплуатационный) предел огнестойкости старых конструкций (их технического состояния) и новых конструкций (применяемых для замены старых).

5. Необходима методика оценки эксплуатационных параметров конструкций на основе применения коэффициента потери несущей способности после пожара, зависящего от технического состояния (с учетом инженерных методик расчета высокой температуры пожара на основные несущие конструкции).

Список литературы

1. Гроздов В.Т., Курлапов Д.В., Поддубный И.В. Рекомендации по техническому обследованию и проведению мероприятий по усилению или замене несущих конструкций малоэтажных зданий поврежденных воздействием пожара. Санкт-Петербург: ВИТУ; 2008.
2. Макагонов В.А. Бетон в условиях высокотемпературного нагрева. Москва: Стройиздат; 1979.
3. Милованов А.Д. Влияние температуры на бетон и железобетон. 1995;(4):9–13.
4. Ильин Н.А. Техническая эксплуатация зданий, поврежденных пожаром. Москва: Стройиздат; 1983.
5. Бедов А.И., Сапрыкин В.Ф. Обследование и реконструкция железобетонных и каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений. Москва: Изд-во АСВ; 1995.
6. Курлапов Д.В. Воздействие высоких температур пожара на строительные конструкции. Инженерно-строительный журнал. 2009;(4):41–43.
7. СП 329.1325800.2017. Здания и сооружения. Правила обследования после пожара. Москва: Минстрой России; 2017.

References

1. Grozdov V.T., Kurlapov D.V., Poddubny I.V. Recommendations for technical inspection and measures to strengthen or replace load-bearing structures of low-rise buildings damaged by fire. St. Petersburg: VITU; 2008. (In Russian).
2. Makagonov V.A. Concrete in conditions of high-temperature heating. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1979. (In Russian).
3. Milovanov A.D. The effect of temperature on concrete. Beton i Zhelezobeton = Concrete and Reinforced Concrete. 1995;(4):9–13. (In Russian).
4. Ilyin N.A. Technical operation of buildings damaged by fire. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1983. (In Russian).
5. Bedov A.I., Saprykin V.F. Inspection and reconstruction of reinforced concrete and stone structures of operated buildings and structures. Moscow: ASV Publ.; 1995. (In Russian).
6. Kurlapov D.V. The effect of high fire temperatures on building structures. Magazine of Civil Engineering. 2009;(4):41–43. (In Russian).
7. SP 329.1325800.2017. Buildings and structures. Rules of inspection after the fire. Moscow: Ministry of Construction, Housing and Utilities of the Russian Federation; 2017. (In Russian).

Информация об авторе / Information about the author

Дмитрий Валерьевич Курлапов, канд. техн. наук, доцент, доцент кафедры «Строительные конструкции, здания и сооружения», Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I, Санкт-Петербург

e-mail: Kurlapovdv@mail.ru

тел.: +7 (921) 746-96-34

Dmitry V. Kurlapov, Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, Department of Structural Constructions, Buildings, Structures, Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, St. Petersburg

e-mail: Kurlapovdv@mail.ru

tel.: +7 (921) 746-96-34

КВАЗИОРТОТРОПНАЯ ДЕФОРМАЦИОННАЯ ТЕОРИЯ ПЛАСТИЧНОСТИ КАМЕННЫХ КЛАДОК ПРИ ПЛОСКОМ НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ

М.Л. ПОЗДЕЕВ^{1,2,✉}

С.Ю. ЛИХАЧЕВА¹, канд. физ.-мат. наук

И.В. СМАГИН¹

¹ Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет (ННГАСУ), ул. Ильинская, д. 65, г. Нижний Новгород, 603000, Российская Федерация

² ООО «Автоматизация проектных работ» (ГК «SCAD Soft»), Рубцовская наб., д. 4, к. 1, помещ. VII, г. Москва, 105082, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Деформационная теория пластичности (деформационная теория) может широко использоваться в физически нелинейных расчетах при простых или сходящихся к простым нагружениях. В частности, для анализа сейсмостойкости каменных зданий деформационная теория может быть использована в рамках нелинейного статического метода. При сравнении с теориями типа течения деформационные теории позволяют реализовать большее количество механизмов разрушения, задавая сложную объединенную фигуру прочности материала, не имея проблем с сингулярностью предельных поверхностей нагружения.

Цель. Разработка варианта деформационной теории пластичности каменных кладок при плоском напряженном состоянии с учетом ортотропии прочностных свойств.

Материалы и методы. Проведен анализ известных деформационных теорий. Физические соотношения формулируются в матричном виде для использования в компьютерных расчетах. Сравнение математической модели с экспериментальными результатами производится методами регрессионного анализа.

Результаты. Описана деформационная теория каменных кладок как квазиортотропного материала без учета деформационной анизотропии. Предложена фигура прочности каменных кладок, учитывающая ортотропию прочностных свойств и зависящая от угла между главными осями и осями ортотропии. Описана методика трансформации двух базовых кривых деформирования каменных кладок.

Выводы. Описана квазиортотропная деформационная модель каменной кладки, которая может быть использована в программах МКЭ-анализа, а также в написании плагинов к уже имеющимся программным комплексам, в частности к программному комплексу SCAD Office с моделью деформационной теории пластичности.

Ключевые слова: каменная кладка, деформационная теория пластичности, критерий прочности, диаграмма деформирования, ортотропия, плоское напряженное состояние

Для цитирования: Поздеев М.Л., Лихачева С.Ю., Смагин И.В. Квазиортотропная деформационная теория пластичности каменных кладок при плоском напряженном состоянии. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2024;43(4):218–231. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-218-231](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-218-231)

Вклад авторов

Поздеев М.Л. – сбор и анализ материалов, написание статьи.

Лихачева С.Ю. – научное руководство, редактирование.

Смагин И.В. – подготовка дополнительных графических материалов.

Финансирование

Исследование выполнено в рамках гранта правительства Нижегородской области для молодых ученых из областного бюджета в форме субсидии [договор № 316-06-16-13а/24].

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 31.05.2024

Поступила после рецензирования 27.06.2024

Принята к публикации 01.07.2024

QUASI-ORTHOTROPIC DEFORMATION THEORY OF MASONRY PLASTICITY IN PLANE STRESS STATE

M.L. POZDEEV^{1,2,✉}

S.Yu. LIKHACHEVA¹, Cand. Sci. (Physics and Mathematics)

I.V. SMAGIN¹

¹*Nizhny Novgorod State University of Architecture and Civil Engineering, Ilyinskaya str, 65, Nizhny Novgorod, 603000, Russian Federation*

²*Automation of Design Works (SCAD Soft Group), Rubtsovskaya nab., 4, bld 1, room VII, Moscow, 105082, Russian Federation*

Abstract

Introduction. The deformation theory of plasticity (deformation theory) can be widely applied in physically nonlinear calculations under simple or converging to simple loadings. In particular, for the analysis of the seismic resistance of masonry buildings, the deformation theory can be utilized within the framework of the nonlinear static method. Compared to flow type theories, deformation theories enable a greater number of failure mechanisms to be implemented by defining a complex combined strength figure of the material without encountering issues with singularities in the limiting loading surfaces.

Aim. To develop a variant of the deformation theory of plasticity for masonry in a plane stress state, taking into account the orthotropy of strength properties.

Materials and methods. The study involved an analysis of known deformation theories. The physical relationships were formulated in matrix form for use in computer calculations. The comparison of the mathematical model with experimental results was performed using regression analysis methods.

Results. A deformation theory for masonry is described as a quasi-orthotropic material without considering deformation anisotropy. The authors proposed a strength figure for masonry that accounts for the orthotropy of strength properties and depends on the angle between the principal axes and the axes of orthotropy. A methodology for transforming two basic deformation curves for masonry is outlined.

Conclusions. The presented quasi-orthotropic deformation model for masonry can be utilized in finite element analysis programs and in developing plugins for existing software systems, particularly for the SCAD Office software suite with a deformation plasticity theory model.

Keywords: masonry, deformation theory of plasticity, strength criterion, deformation diagram, orthotropy, plane stress state

For citation: Pozdeev M.L., Likhacheva S.Yu., Smagin I.V. Quasi-orthotropic deformation theory of masonry plasticity in plane stress state. *Vestnik NIC Stroitel' stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2024;43(4):218–231. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-218-231](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-218-231)

Authors contribution statement

Pozdeev M.L. – collection and analysis of materials, writing the article.

Likhacheva S.Yu. – academic advising, editing.

Smagin I.V. – preparation of additional graphic materials.

Funding

The study was carried out under a grant from the Government of the Nizhny Novgorod Region for young scientists provided in the form of a subsidy from the regional budget (Contract No. 316-06-16-13a/24).

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 31.05.2024

Revised 27.06.2024

Accepted 01.07.2024

Введение

Выполнение расчетов каменных конструкций с учетом физической нелинейности при сложных напряженных состояниях является важной задачей обеспечения надежности зданий в рамках как реконструкции, так и нового строительства. Актуальность расчетов в условиях плоского напряженного состояния возрастает для строительства сейсмостойких зданий, каменные стены которых обеспечивают горизонтальную жесткость, а их нелинейное поведение под нагрузкой обеспечивает демпфирование и уменьшает сейсмическую реакцию конструктивной системы здания в целом.

В инженерной практике наиболее распространенным методом анализа сейсмостойкости является линейно-спектральный метод. В рамках этого метода рассматривается упругая работа системы, а уменьшение сейсмической нагрузки за счет нелинейных эффектов косвенно учитывается согласно СП 14.13330.2018 «СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах» [1] коэффициентом допускаемых повреждений K_d . В нормах европейского сообщества Eurocode 8 (EN 1998-1) [2] введен аналогичный коэффициент поведения q . Авторы работ [3, 4] указывают на слабую обоснованность данного коэффициента, в частности в работе [3] отмечается его историческое изменение для каменных конструкций.

Использование нелинейных моделей материалов позволяет обосновать сейсмостойкость здания без использования косвенных коэффициентов. При анализе сейсмостойкости с учетом нелинейной работы материала в рамках деформационной теории может быть использован нелинейный статический метод (Pushover Analysis) [4]. При отсутствии цикличности в рамках метода реализуется простой тип нагружения, когда компоненты девиатора напряжений возрастают пропорционально одному параметру, что позволяет использовать для такого расчета предпосылки деформационной теории. Феноменологические подходы требуют большого представительного объема данных для анализа в отличие от микромоделей [5], однако более оптимальны для инженерного расчета зданий и сооружений. При сравнении с теориями типа течения [6, 7] они позволяют реализовать большее количество механизмов разрушения, задавая сложную объединенную фигуру

прочности материала, решая проблему сингулярности предельных поверхностей нагружения. В работе [8] использование деформационной теории бетона [9] для каменных кладок показало наилучшее соответствие с результатами эксперимента при уровнях нагружения 0,5–0,75 от предельной вертикальной силы, недооценив несущую способность при малых величинах обжатия, что говорит об актуальности совершенствования деформационной теории.

Основные гипотезы

Описанная в статье квазиортотропная деформационная теория для каменных кладок основана на работах [9–12]. Модель расширена на случай ортотропного материала в сравнении с [11, 12] и учитывает дилатационные эффекты в отличие от [10]. В модели рассматривается обобщенное плоское напряженное состояние, то есть учитываются деформации из плоскости нагружения, возникающие за счет коэффициента поперечной деформации.

Для установления деформационных зависимостей выдвигается ряд гипотез:

- сдвиговая деформация на октаэдрических площадках γ_o является непрерывной нелинейной функцией октаэдрического касательного напряжения τ_o , вида напряженного состояния ξ и угла между главными напряжениями и осями ортотропии α ;

- средняя деформация ϵ_o является непрерывной нелинейной функцией октаэдрического нормального (среднего) напряжения σ_o , вида напряженного состояния ξ и угла между главными напряжениями и осями ортотропии α ;

- основные физические соотношения в начальной точке деформирования должны соответствовать закону Гука для линейно-упругого изотропного тела;

- предельная поверхность в осях главных напряжений и деформаций соответствует поверхности для ортотропного материала и является функцией вида напряженного состояния ξ (или ω, χ) и угла между главными напряжениями и осями ортотропии α .

Разрабатываемая модель не учитывает развитие деформационной анизотропии. Данный вопрос представляет особый интерес будущих исследований.

Обобщенный закон Гука для нелинейно-упругого тела

Введем ортогональную систему координат XYZ , такую, что направление оси X будет параллельно горизонтальным растворным швам кладки, а Y – параллельно вертикальным швам.

В работе [13] показано, что при статическом расчете каменных конструкций, кладка которых выполнена из керамического полнотелого и пустотелого (с пустотностью до 25 %) кирпича, ее деформационные характеристики следует принимать как для изотропных материалов.

Используя нотацию Фойгта, тензоры напряжений и деформаций могут быть представлены в виде шестимерных векторов σ и ϵ соответственно. Тогда обобщенный закон Гука для изотропного материала может быть записан в матричном виде:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E & -\nu/E & -\nu/E & 0 & 0 & 0 \\ -\nu/E & 1/E & -\nu/E & 0 & 0 & 0 \\ -\nu/E & -\nu/E & 1/E & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}, \tag{1}$$

или в сокращенной форме:

$$\varepsilon = \mathbf{S}\sigma, \tag{2}$$

где \mathbf{S} – матрица податливости.

Поскольку в рамках деформационной теории решается задача о нелинейно-упругом теле, вместо постоянных параметров упругости, составляющих матрицу податливости, могут быть рассмотрены их секущие (редуцированные) значения, решая линейную задачу упругости на каждом шаге нагружения. При этом деформационные зависимости, характеризующие нелинейное поведение, определяются обобщенными кривыми деформирования $\tau_o - \gamma_o$ и $\sigma_o - \varepsilon_o$.

Действительные значения редуцированных технических характеристик (модуля деформации E_{red} и коэффициента поперечной деформации ν_{red}) могут быть выражены через известные значения (по зависимостям $\tau_o - \gamma_o$ и $\sigma_o - \varepsilon_o$) секущего модуля сдвига $G_{red} = G_o/\psi$ и секущего модуля объемной деформации $K_{red} = K_o/\phi$ (рис. 1):

$$E_{red} = \frac{9K_o/\phi \times G_o/\psi}{3K_o/\phi + G_o/\psi}; \nu_{red} = \frac{3K_o/\phi - 2G_o/\psi}{2(3K_o/\phi + G_o/\psi)}, \tag{3}$$

где ψ и ϕ – параметры пластичности, определяемые в следующем разделе статьи.

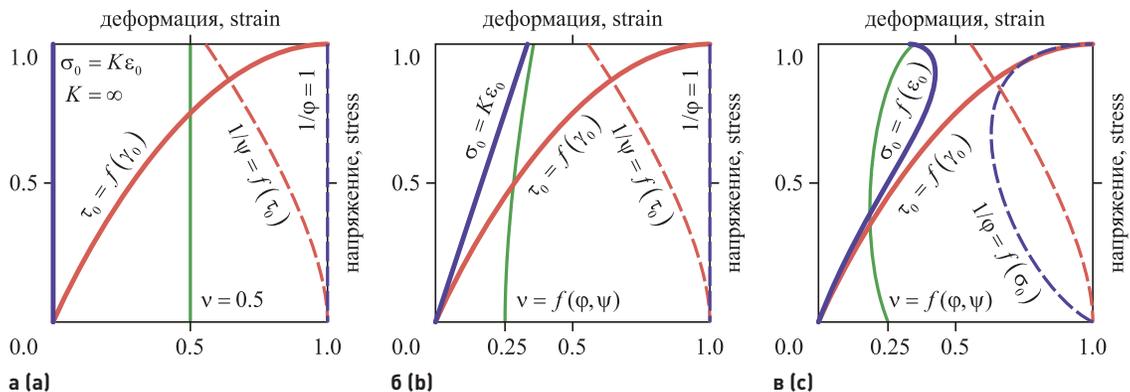


Рис. 1. Нелинейные зависимости к определению переменных параметров упругости: а – при $K = \infty$; б – при $K = K_o$; в – при учете дилатации

Fig. 1. Nonlinear dependencies for determining variable elasticity parameters: a – at $K = \infty$; b – at $K = K_o$; c – when considering dilatation

На рис. 1 в относительных координатах отражен характер изменения коэффициента поперечной деформации ν в процессе нелинейного деформирования в зависимости от вида обобщенных кривых $\tau_o - \gamma_o$ и $\sigma_o - \varepsilon_o$. При $K = K_0 = \infty$ (рис. 1а) коэффициент $\nu = 0,5$ при любом уровне напряжений, что соответствует поведению несжимаемого тела (модель каменной кладки Тюпина [10]), при $K = \text{const} = K_0$ (рис. 1б) коэффициент ν нелинейно увеличивается вплоть до значения, равного 0,5. При учете дилатации (нелинейной зависимости $\sigma_o - \varepsilon_o$) (рис. 1в) коэффициент ν сначала нелинейно уменьшается, а затем возрастает также вплоть до значения 0,5.

Кривые деформирования

Для определения нелинейного поведения кладки в процессе нагружения в рамках рассматриваемой модели требуется задание двух обобщенных кривых деформирования: $\tau_o - \gamma_o$ и $\sigma_o - \varepsilon_o$ (гипотезы 1 и 2 соответственно), затем определение функциональных зависимостей для параметров пластичности ψ и ϕ .

Для учета разупрочнения материала требуется задание кривых с ниспадающей ветвью. В работе [14] приведен обзор известных зависимостей $\sigma - \varepsilon$ для случая одноосного сжатия кладочных образцов. Можно выделить два типа диаграмм: трех- и пятипараметрические. Поведение ветви разупрочнения трехпараметрической диаграммы определяется соотношением начального E_0 и секущего в предельном состоянии E_u модулей. В работе [14] показана хорошая корреляция такой зависимости с экспериментальными данными для кладки из бетонных блоков.

В работе [15] на основе экспериментальных исследований [16] показано, что на постпиковое поведение кирпичной кладки влияет вид используемого раствора, так образцы с добавками извести показали более пластическое поведение. Для более точного задания ниспадающей зависимости может использоваться пятипараметрическая диаграмма, приведенная в работе [15].

При построении зависимости $\tau_o - \gamma_o$ использовано трехпараметрическое уравнение вида (рис. 2):

$$\tau_o(\gamma_o) = \tau(\gamma) = \tau_u \frac{A\bar{\gamma}}{A-1+\bar{\gamma}^A}, \quad \bar{\gamma} = \frac{\gamma}{\gamma_u}; \quad A = \left(1 - \frac{\tau_u}{\gamma_u G_0}\right)^{-1}, \quad (4)$$

где G_0 – начальный модуль сдвига;

τ_u – предельное октаэдрическое касательное напряжение;

γ_u – предельная октаэдрическая сдвиговая деформация.

Уравнение (4) позволяет получить требуемый характер постпикового поведения кладки в области растяжения и сжатия. Так, при стремлении отношения G_u/G_0 к единице (рис. 2) разрушение имеет хрупкий характер, что характерно для работы кладки при растяжении; при уменьшении данного соотношения разрушение имеет более выраженный пластический характер, как при работе кладки на сжатие.

Каменная кладка является дилатирующим материалом, на что указывают экспериментальные исследования, например в работе [17] приведены нелинейные зависимости осевого напряжения как функции объемной деформации. Введем условие, согласно которому в предельном состоянии коэффициент поперечной деформации ν достигает значения

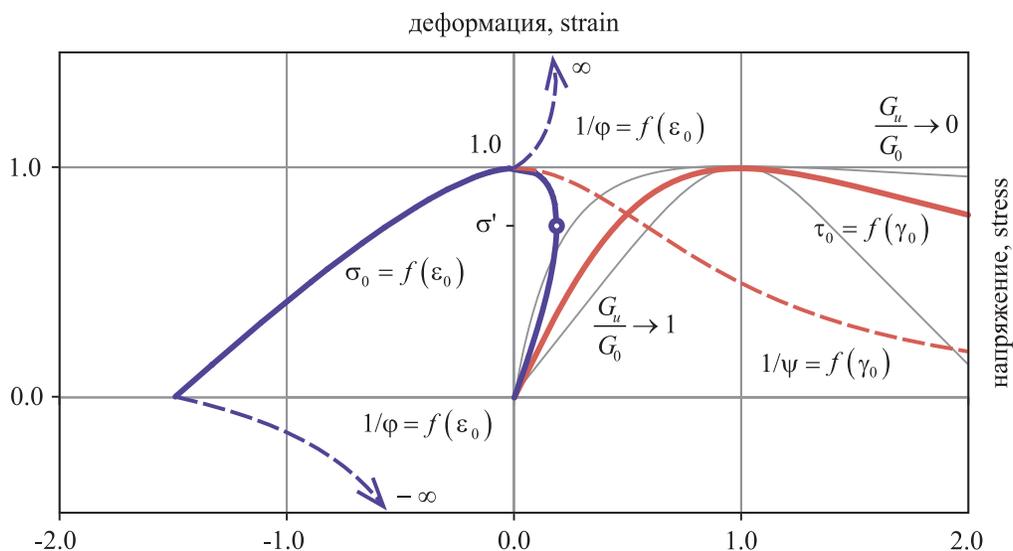


Рис. 2. Кривые деформирования $\tau_0 - \gamma_0$ и $\sigma_0 - \epsilon_0$, функции параметров пластичности ψ и ϕ
Fig. 2. Deformation curves $\tau_0 - \gamma_0$ and $\sigma_0 - \epsilon_0$, functions of plasticity parameters ψ and ϕ

0,5, что соответствует значению объемного модуля деформации $K = \infty$, тогда нелинейная зависимость $\sigma_0 - \epsilon_0$ может быть представлена в виде (рис. 2):

$$\begin{aligned} \sigma_o(\epsilon_o) = \sigma(\epsilon) &= \frac{1}{2} \left(K_0\sigma + \sigma_u - \sqrt{\sigma_u^2 - 2K_0\sigma_u\sigma} \right), \sigma \leq \sigma' \\ \sigma_o(\epsilon_o) = \sigma(\epsilon) &= \frac{1}{2} \left(K_0\sigma + \sigma_u + \sqrt{\sigma_u^2 - 2K_0\sigma_u\sigma} \right), \sigma > \sigma' \end{aligned} \tag{5}$$

где K_0 – начальный объемный модуль упругости;
 σ_u – предельное октаэдрическое нормальное напряжение;
 $\sigma' = 3\sigma_u/4$ – напряжение макротрещинообразования.

Для описанных кривых деформирования могут быть определены функциональные зависимости (рис. 1):

параметр пластичности по сдвиговым деформациям:

$$\psi(\gamma) = G_0\gamma \frac{A-1+\bar{\gamma}^A}{A\tau_u\bar{\gamma}}, \quad \bar{\gamma} = \frac{\gamma}{\gamma_u}; \quad A = \left(1 - \frac{\tau_u}{\gamma_u G_0} \right)^{-1} \tag{6}$$

параметр пластичности по объемным деформациям:

$$\begin{aligned} \phi(\epsilon) &= \frac{2K_0\epsilon}{K_0\sigma + \sigma_u - \sqrt{\sigma_u^2 - 2K_0\sigma_u\sigma}}, \sigma \leq \sigma' \\ \phi(\epsilon) &= \frac{2K_0\epsilon}{K_0\sigma + \sigma_u + \sqrt{\sigma_u^2 - 2K_0\sigma_u\sigma}}, \sigma > \sigma' \end{aligned} \tag{7}$$

Вид кривых ψ и ϕ зависит от значений следующих переменных характеристик, выражаемых как функции нескольких переменных:

$$\sigma_u = f(\xi, \alpha); \quad \tau_u = f(\xi, \alpha); \quad \gamma_u = f(\omega, \chi, \alpha), \quad (8)$$

где α – угол между главными напряжениями и осями ортотропии;

$\xi = \sigma_o / \tau_o$ – параметр вида напряженного состояния;

ω, χ – параметры вида деформационного состояния.

Для описания функциональных зависимостей (8) требуется задание предельной кривой прочности (фигуры прочности) в осях главных напряжений и предельной поверхности в осях главных деформаций.

Фигура прочности каменной кладки в осях главных напряжений

Фигура прочности каменной кладки может быть описана системой уравнений, ограничивающей область допускаемых напряжений в пространстве главных напряжений.

Фигура прочности базируется на экспериментальных исследованиях [18, 19], выполненных на образцах из керамических кирпичей, и не учитывает увеличение двухосной прочности кладки при повышении относительной прочности раствора в современных кладках [20].

В работе [21] в области двухосного сжатия (С1, С3 на рис. 3) и растяжения (Т1, Т3 на рис. 3) фигура прочности кладки принимается по теории максимальных нормальных напряжений. Компоненты вектора предельного напряжения в главных осях при сжатии $R_{c,31} = (R_{c3}, R_{c1})^T$ и растяжении $R_{t,31} = (R_{t3}, R_{t1})^T$ для заданного напряженного состояния выражаются через предельные напряжения в осях ортотропии $R_{c,uv} = (R_{cu}, R_{cv})^T$ и $R_{t,uv} = (R_{tu}, R_{tv})^T$ соответственно в области двухосного сжатия и растяжения по формулам:

$$R_{c,31} = AR_{c,uv}; \quad R_{t,31} = AR_{t,uv}; \quad A = \begin{bmatrix} \cos^2 \alpha & \sin^2 \alpha \\ \sin^2 \alpha & \cos^2 \alpha \end{bmatrix}, \quad (9)$$

где A – матрица поворота.

Предельная кривая прочности при действии главных растягивающих напряжений (ТQ на рис. 3) может быть представлена в виде квадратичной параболы, огибающей предельные круги Мора при одноосном растяжении и сжатии. Уравнение такой параболы имеет вид:

$$\tau_{xy} = \frac{R_{tw}}{R_{t1}} \sqrt{R_{t1}(R_{t1} - \sigma_x)}; \quad R_{tw} = R_{t1} \sqrt{2 - \frac{R_{c3}}{R_{t1}} - 2 \sqrt{1 - \frac{R_{c3}}{R_{t1}}}}, \quad (10)$$

где σ_x – нормальное напряжение на площадке предельных касательных напряжений;

R_{tw} – расчетное сопротивление главным растягивающим напряжениям, которое в общем случае определяется экспериментально, а при условии огибания предельных кругов Мора может быть выражено через расчетные сопротивления при одноосном сжатии и растяжении.

Индексы в уравнении (10) указывают на то, что значение соответствующих расчетных сопротивлений, вычисляемых по формулам (9), берутся на взаимно перпендикулярных главных площадках.

Напряжения на главных площадках $\sigma_{31} = (\sigma_3, \sigma_1, 0)^T$ могут быть выражены через напряжения на площадках предельных касательных напряжений $\sigma_{xy} = (\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy})^T$ по формуле:

$$\sigma_{31} = B\sigma_{xy}; \quad B = \begin{bmatrix} \cos^2 \beta & \sin^2 \beta & -\sin 2\beta \\ \sin^2 \beta & \cos^2 \beta & \sin 2\beta \\ 0,5 \sin 2\beta & -0,5 \sin 2\beta & \cos 2\beta \end{bmatrix}, \quad (11)$$

где B – матрица поворота;

β – угол между максимальным главным напряжением и нормальным напряжением на предельной площадке сдвига.

Таким образом, уравнение (10), соответствующее условию прочности при действии главных растягивающих напряжений, может быть представлено в главных напряжениях в виде функции $f(\sigma_3, \sigma_1)$, заданной параметрически через σ_x :

$$\begin{cases} \sigma_3(\sigma_x) = \sigma_x \cos^2 \beta + \sigma_y \sin^2 \beta - \tau_{xy} \sin 2\beta, \\ \sigma_1(\sigma_x) = \sigma_x \sin^2 \beta + \sigma_y \cos^2 \beta + \tau_{xy} \sin 2\beta \end{cases}, \quad (12)$$

где $\tau_{xy} = f(\sigma_x) = \frac{R_{tw}}{R_{t1}} \sqrt{R_{t1}(R_{t1} - \sigma_x)}$; $\sigma_y = f(\sigma_x) = \sigma_x - R_{tw}^2/R_{t1}$;

$$\beta = f(\sigma_x) = 0,5 \operatorname{arccot} \left(R_{tw} / \left(2\sqrt{R_{t1}(R_{t1} - \sigma_x)} \right) \right).$$

При увеличении угла α между горизонтальными швами кладки и площадками главных напряжений разрушение происходит за счет сдвига по неперевязанным швам. Данное предельное состояние (SQ на рис. 3) в осях ортотропии нормами представлено в виде уравнения $\tau_{uv} = R_{sq} - \mu\sigma_u$. Согласно уравнению (11), оно может быть преобразовано к функции в координатах главных напряжений:

$$\sigma_1 = \frac{R_{sq} - \sigma_3 (\mu \cos^2 \alpha - 0,5 \sin 2\alpha)}{(\mu \sin^2 \alpha + 0,5 \sin 2\alpha)}. \quad (13)$$

Уравнения (9), (12), (13) в координатах главных напряжений ограничивают область допускаемых напряжений и формируют объединенную фигуру прочности. На рис. 3 представлены конфигурации данной фигуры при разных углах α наклона главных осей к осям ортотропии.

Таким образом, зная фигуру прочности каменной кладки, можно описать поверхности предельных напряжений $\sigma_u = f(\xi, \alpha)$, $\tau_{uv} = f(\xi, \alpha)$ (рис. 4).

Предельная поверхность в осях главных деформаций

Поскольку для анизотропного тела векторы октаэдрического касательного напряжения и октаэдрической сдвиговой деформации не коллинеарны в пространстве главных деформаций, то для задания функции $\gamma_u = f(\omega, \chi, \alpha)$ введем предельную поверхность по типу Сен-Венана (рис. 5а), ограничивающую три главных напряжения в зоне растяжения.

Тогда для каждого радиус-вектора может быть определено значение предельной сдвиговой деформации γ_u (рис. 5б) и в общем случае предельной средней деформации ϵ_u (рис. 5в) путем разложения полного вектора ϵ на его составляющие.

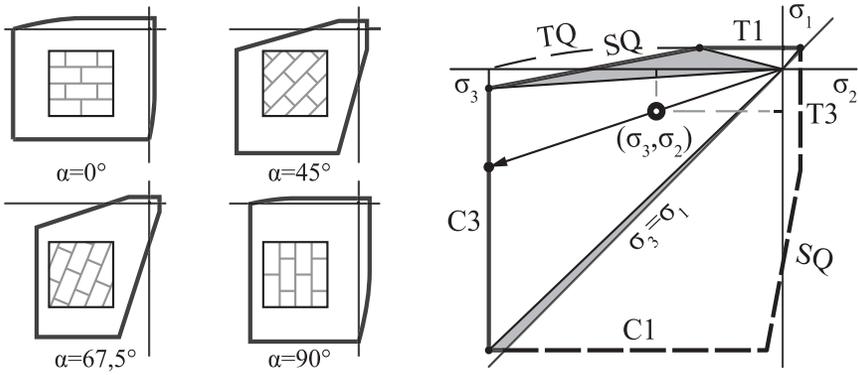


Рис. 3. Фигура прочности каменной кладки при плоском напряженном состоянии
 Fig. 3. Strength figure of masonry in plane stress state

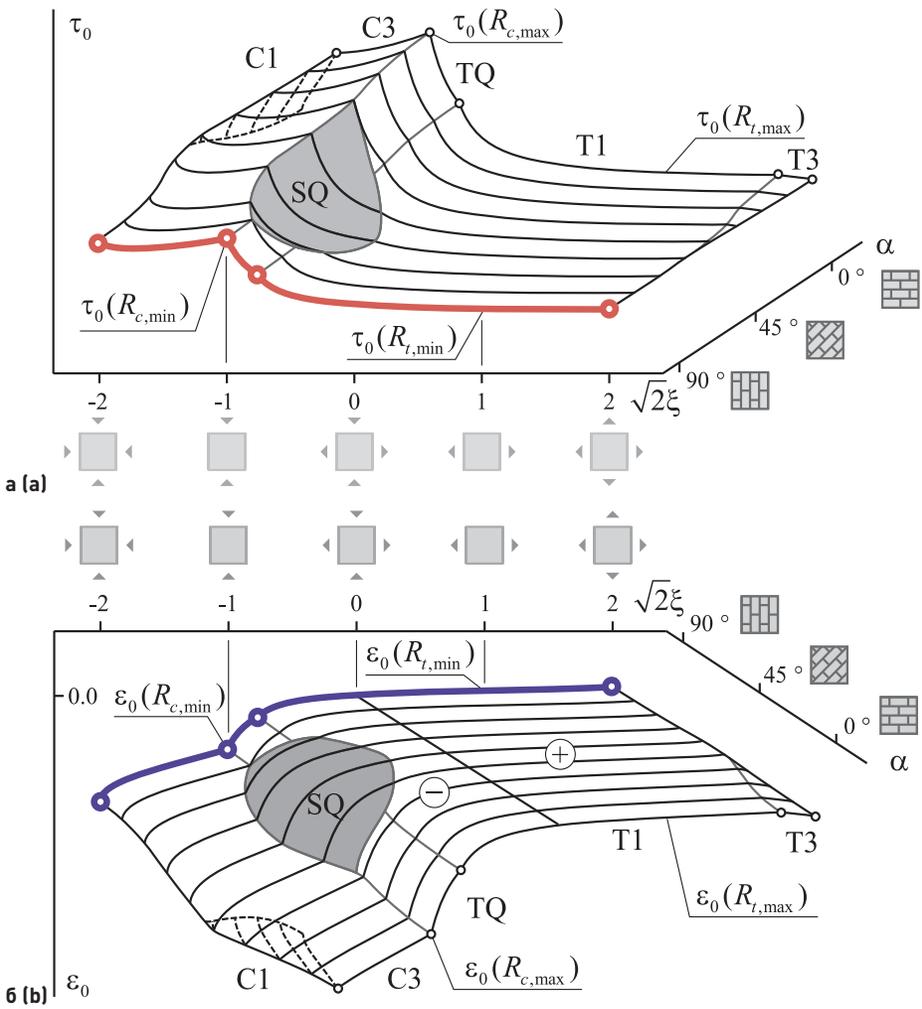


Рис. 4. Поверхности предельных касательных (а) и нормальных (б) октаэдрических напряжений
 Fig. 4. Surfaces of limiting octahedral shear (a) and normal (b) stresses

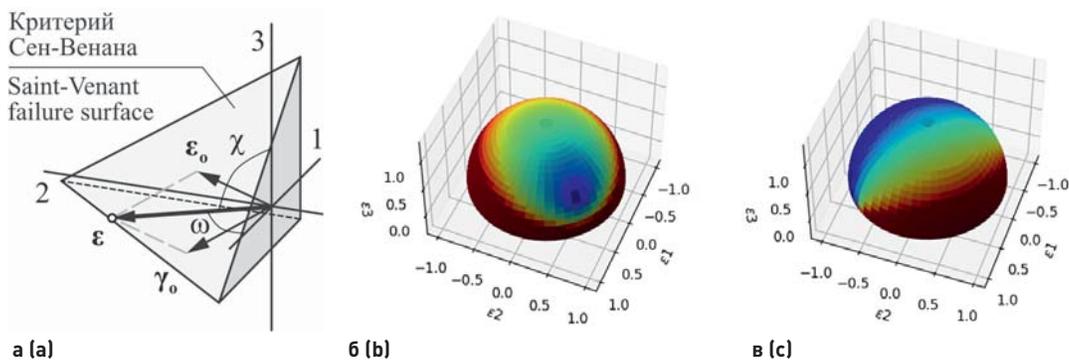


Рис. 5. Предельная поверхность в осях главных деформаций (а) и предельные значения деформаций на единичной сфере: б – сдвиговые γ_v ; в – средние нормальные ϵ_v
Fig. 5. Limit surface in the axes of principal deformations (a) and limit values of deformations on a unit sphere: b – shear γ_v ; c – average normal ϵ_v

Заключение

Описана деформационная теория каменных кладок как квазиортотропного материала с учетом ортотропии прочностных свойств и без учета деформационной анизотропии. Предложена фигура прочности каменных кладок при плоском напряженном состоянии, зависящая от угла между главными осями и осями ортотропии. Описана методика трансформации двух базовых кривых деформирования каменных кладок.

Полученные результаты позволяют производить расчет неармированных каменных кладок стен по деформационной теории путем трансформации кривых деформирования с учетом вида напряженного состояния и угла поворота главных осей относительно осей ортотропии.

Список литературы

1. СП 14.13330.2018. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81* [интернет]. Режим доступа: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/17067/>
2. EN 1998-1-1:2024. Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance – General rules and seismic action. <https://doi.org/10.3403/30439956u>
3. Кабанцев О.В. Пластическое деформирование и разрушение каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния. Вестник МГСУ. 2016; (2):34–48.
4. Джинчвелашвили Г.А., Булушев С.В., Колесников А.В. Нелинейный статический метод анализа сейсмостойкости зданий и сооружений. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2016; (5):39–47.
5. Кабанцев О.В. Дискретная модель каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния. Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2015; (4):113–134.
6. Lourenço P.B., De Borst R., Rots J.G. A plane stress softening plasticity model for orthotropic materials. International Journal for Numerical Methods in Engineering. 1997; 40(21):4033–4057. [https://doi.org/10.1002/\[sici\]1097-0207\(19971115\)40:21<4033::aid-nme248>3.0.co;2-0](https://doi.org/10.1002/[sici]1097-0207(19971115)40:21<4033::aid-nme248>3.0.co;2-0)
7. Lourenco P. Anisotropic Softening Model for Masonry Plates and Shells. Journal of structural engineering. 2000; 126(9):1008–1016. [https://doi.org/10.1061/\[asce\]0733-9445\(2000\)126:9\(1008\)](https://doi.org/10.1061/[asce]0733-9445(2000)126:9(1008))
8. Поздеев М.Л., Лихачева С.Ю., Смагин И.В., Радаikin О.В. Расчет каменных стен с использованием деформационной теории пластичности. Вестник Казанского государственного энергетического университета. 2023; 15(3):163–174.

9. *Фиалко С.Ю.* Четырехузловой конечный элемент для моделирования поведения тонкостенных железобетонных конструкций. *Инженерно-строительный журнал*. 2014;(5):27–36.
10. *Тюпин Г.А.* Деформационная теория пластичности каменной кладки. *Строительная механика и расчет сооружений*. 1980;(6):28–30.
11. *Гениев Г.А.* Вариант деформационной теории пластичности бетона. *Бетон и железобетон*. 1969;(2):18.
12. *Круглов В.М., Ерофеев В.Т., Ватин Н.И., Аль Дулайми Салман Давуд Салман.* Вариант деформационной теории пластичности бетона в плоском напряженном состоянии. *Транспортные сооружения [интернет]*. 2019;(4). Режим доступа: <https://t-s.today/PDF/11SATS419.pdf>.
13. *Деркач В.Н.* Анизотропия деформационных свойств каменной кладки. *Глобальная энергия*. 2011;(1):201–207.
14. *Alwathaf A., Thanoon W., Jaafar M., Noorzaei J.* Mathematical modelling of stress-strain curves of masonry materials. *Australian Journal of Structural Engineering*. 2013;13:219–230. <https://doi.org/10.7158/s11-110.2012.13.3>
15. *Поздеев М.Л., Лихачева С.Ю.* Подбор параметров аппроксимирующей кривой диаграммы сжатия каменной кладки. *Приволжский научный журнал*. 2023;(3):34–41.
16. *Kaushik H., Rai D., Jain S., Asce M.* Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2007;19(9): 728–739. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0899-1561\(2007\)19:9\(728\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0899-1561(2007)19:9(728))
17. *Doerr A., Gebbeken N., Larcher M., Steyerer M.* The effect of near-field explosions on masonry walls [internet]. In: ISIEMS/ICPSAt: Potsdam, Germany; 2013. https://www.researchgate.net/publication/298788966_The_Effect_of_Near-Field_Explosions_on_Masonry_Walls
18. *Page A.W.* The biaxial compressive strength of brick masonry. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*. 1981;71(3):893–906. <https://doi.org/10.1680/iicep.1981.1825>
19. *Page A.W.* The strength of brick masonry under biaxial tension-compression. *International journal of masonry construction*. 1983;3(1):26–31.
20. *Поздеев М.Л., Смагин И.В.* Сравнение критериев прочности неармированной каменной кладки в области двусосного сжатия. В: XI Всероссийский Фестиваль науки: сб. докладов, Нижний Новгород, 20–21 октября 2021 г. Нижний Новгород: Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет; 2021, с. 200–204.
21. *Гениев Г.А., Курбатов А.С., Самедов Ф.А.* Вопросы прочности и пластичности анизотропных материалов. Москва: Интербук; 1993.

References

1. SP 14.13330.2018. Seismic building design code. Udated version of SNiP II-7-81* [internet]. Available at: <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/17067/>. (In Russian).
2. EN 1998-1-1:2024. Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance – General rules and seismic action. <https://doi.org/10.3403/30439956u>
3. *Kabantsev O.V.* Plastic Deformation and Fracture of Masonry under Biaxial Stresses. *Vestnik MGSU*. 2016;(2):34–48. (In Russian).
4. *Jinchvelashvili G.A., Bulushev S.V., Kolesnikov A.V.* Nonlinear static method for analyzing seismic resistance of buildings and structures. *Seismostoikoe Stroitel`stvo. Bezopasnost` sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety*. 2016;(5):39–47. (In Russian).
5. *Kabantsev O.V.* Discrete Model of Masonry under Biaxial Stresses. *Vestnik of Tomsk state university of architecture and building*. 2015;(4):113–134. (In Russian).
6. *Louré̃nc̃o P.B., De Borst R., Rots J.G.* A plane stress softening plasticity model for orthotropic materials. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. 1997;40(21):4033–4057. [https://doi.org/10.1002/\(sici\)1097-0207\(19971115\)40:21<4033::aid-nme248>3.0.co;2-0](https://doi.org/10.1002/(sici)1097-0207(19971115)40:21<4033::aid-nme248>3.0.co;2-0)
7. *Lourenco P.* Anisotropic Softening Model for Masonry Plates and Shells. *Journal of structural engineering*. 2000;126(9):1008–1016. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2000\)126:9\(1008\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2000)126:9(1008))
8. *Pozdееv M.L., Likhacheva S.Yu., Smagin I.V., Radaykin O.V.* Simulation of masonry wall using the deformation theory of plasticity. *Kazan state power engineering university bulletin*. 2023;15(3):163–174. (In Russian).

9. *Fialko S.Yu.* Four-node finite element for modeling the behavior of thin-walled reinforced concrete structures. Magazine of Civil Engineering. 2014;(5):27–36. (In Russian).
10. *Тюпин Г.А.* Deformation theory of plasticity of masonry. Structural Mechanics and Analysis of Constructions. 1980;(6):28–30. (In Russian).
11. *Geniev G.A.* A variant of the deformation theory of plasticity of concrete. Beton i Zhelezobeton = Concrete and Reinforced Concrete. 1969;(2):18. (In Russian).
12. *Kruglov V.M., Yerofeev V.T., Vatin N.I., Al Dulaimi Salman Dawud Salman.* Version of the deformation theory of plastic ductility of concrete in a plane stress state. Russian journal of transport engineering [internet]. 2019;(4). Available at: <https://t-s.today/PDF/11SATS419.pdf>. (In Russian).
13. *Derkach V.N.* Anisotropy of deformation properties of masonry. Global energy. 2011;(1):201–207. (In Russian).
14. *Alwathaf A., Thanoon W., Jaafar M., Noorzai J.* Mathematical modelling of stress-strain curves of masonry materials. Australian Journal of Structural Engineering. 2013;13:219–230. <https://doi.org/10.7158/s11-110.2012.13.3>
15. *Pozdeev M.L., Likhacheva S.Yu.* Calculation of approximating curve parameters of masonry compression diagram. Privolzhsky Scientific Journal. 2023;(3):34–41. (In Russian).
16. *Kaushik H., Rai D., Jain S., Asce M.* Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression. Journal of Materials in Civil Engineering. 2007;19(9):728–739. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0899-1561\(2007\)19:9\(728\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0899-1561(2007)19:9(728))
17. *Doerr A., Gebbeken N., Larcher M., Steyerer M.* The effect of near-field explosions on masonry walls [internet]. In: ISIEMS/ICPSAt. Potsdam, Germany; 2013. https://www.researchgate.net/publication/298788966_The_Effect_of_Near-Field_Explosions_on_Masonry_Walls
18. *Page A.W.* The biaxial compressive strength of brick masonry. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. 1981;71(3):893–906. <https://doi.org/10.1680/iicep.1981.1825>
19. *Page A.W.* The strength of brick masonry under biaxial tension-compression. International journal of masonry construction. 1983;3(1):26–31.
20. *Pozdeev M.L., Smagin I.V.* Comparison of strength criteria of non-reinforced masonry in the field of biaxial compression. In: XI All-Russian Science Festival: Collection of reports, Nizhny Novgorod, October 20–21, 2021. Nizhny Novgorod: Nizhny Novgorod State University of Architecture and Civil Engineering; 2021, pp. 200–204. (In Russian).
21. *Geniev G.A., Kurbatov A.S., Samedov F.A.* Issues of strength and plasticity of anisotropic materials. Moscow: Interbuk Publ.; 1993. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Максим Леонидович Поздеев , аспирант кафедры теории сооружений и технической механики, ННГАСУ, Нижний Новгород; инженер-исследователь, ООО «Автоматизация проектных работ» (ГК «SCAD Soft»), Москва

e-mail: maksim.leon.pz@yandex.ru

Maksim L. Pozdeev , Postgraduate Student, Department of Theory of Structures and Technical Mechanics, Nizhny Novgorod State University of Architecture and Civil Engineering, Nizhny Novgorod; Research Engineer, Automation of Design Work (SCAD Soft Group), Moscow

e-mail: maksim.leon.pz@yandex.ru

Светлана Юрьевна Лихачева, канд. физ.-мат. наук, доцент, профессор кафедры теории сооружений и технической механики, ННГАСУ, Нижний Новгород

e-mail: lihsvetlana@yandex.ru

Svetlana Yu. Likhacheva, Cand. Sci. (Physics and Mathematics), Associate Professor, Professor of the Department of Theory of Structures and Technical Mechanics, Nizhny Novgorod State University of Architecture and Civil Engineering, Nizhny Novgorod

e-mail: lihsvetlana@yandex.ru

Илья Васильевич Смагин, аспирант кафедры теории сооружений и технической механики, ННГАСУ,
Нижний Новгород
e-mail: ivsmag@vk.com

Ilya V. Smagin, Postgraduate Student, Department of Theory of Structures and Technical Mechanics, Nizhny
Novgorod State University of Architecture and Civil Engineering, Nizhny Novgorod
e-mail: ivsmag@vk.com

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

СОВРЕМЕННЫЕ АНИЗОТРОПНЫЕ КРИТЕРИИ И ПРЕДЕЛЬНЫЕ ПОВЕРХНОСТИ ПРОЧНОСТИ КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПРИ ПЛОСКОМ НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ ДЛЯ РАСЧЕТА В ПРОГРАММНЫХ КОМПЛЕКСАХ

И.В. СМАГИН¹,✉

С.Ю. ЛИХАЧЕВА¹, канд. физ.-мат. наук

М.Л. ПОЗДЕЕВ^{1,2}

¹ Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет (ННГАСУ), ул. Ильинская, д. 65, г. Нижний Новгород, 603000, Российская Федерация

² ООО «Автоматизация проектных работ» (ГК «SCAD Soft»), Рубцовская наб., д. 4, к. 1, помещ. VII, г. Москва, 105082, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Для оценки прочности элементов пространственных несущих конструкций при автоматизированном расчете с использованием теории пластического течения необходимо задаться условием прочности, геометрическая интерпретация которого является поверхностью в пространстве напряжений. Выход точки, изображающей напряженное состояние, за пределы описанной поверхности в процессе нагружения расчетной модели означает разрушение материала. Для оценки прочности конструкций из каменных кладок необходимо учитывать особенности материала, такие как разносопротивляемость, зависимость прочности от угла анизотропии, различные значения двухосной прочности, что накладывает ограничение на использование существующих предельных поверхностей.

Цель. Обзор существующих критериев прочности, описание их преимуществ и недостатков, а также границ применимости для прочностного моделирования элементов конструкций из каменной кладки.

Материалы и методы. Обзор существующих критериев прочности проводится на актуальных источниках. Для оценки точности аппроксимации условий прочности экспериментальных данных, полученных при испытаниях, используются численные методы, реализованные на языке Python с использованием библиотек Numpy, Sympy, а также Matplotlib для графической визуализации полученных результатов. Теория тензорного исчисления используется для описания действующего и предельного напряженного состояния в элементарной точке конструкции, а аспекты линейной алгебры – для записи соотношений механических констант материала.

Результаты. Получена оценка точности аппроксимации экспериментальных данных критерием прочности Willam – Warnke в сравнении с критерием прочности Гениева для плоского напряженного состояния каменной кладки. В статье приводится краткий обзор существующих моделей прочности кладки с описанием их физических интерпретаций и применяемых подходов.

Выводы. Существующие критерии прочности имеют недостатки, такие как неточность аппроксимации экспериментальных данных, сложность реализации компьютерных расчетов, неполное описание прочностных свойств, феноменологичность используемых подходов. Актуальна разработка нового специализированного критерия для полноценного описания модели прочности каменной кладки.

Ключевые слова: каменная кладка, теория течения, анизотропный критерий прочности, плоское и объемное напряженное состояние, композиты, критерий Гениева, критерий Willam – Warnke, Python

Для цитирования: Смагин И.В., Лихачева С.Ю., Поздеев М.Л. Современные анизотропные критерии и предельные поверхности прочности каменной кладки при плоском напряженном состоянии для расчета в программных комплексах. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2024;43(4):232–245. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-232-245](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-232-245)

Вклад авторов

Смагин И.В. – сбор и анализ материалов, написание статьи.

Лихачева С.Ю. – научное руководство, редактирование статьи.

Поздеев М.Л. – подготовка дополнительных графических материалов.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 13.06.2024

Поступила после рецензирования 27.07.2024

Принята к публикации 01.08.2024

MODERN ANISOTROPIC CRITERIA AND LIMITING SURFACES OF MASONRY STRENGTH UNDER PLANE STRESS STATE FOR CALCULATIONS IN SOFTWARE PACKAGES

I.V. SMAGIN^{1,✉}

S.Yu. LIKHACHEVA¹, Cand. Sci. (Physics and Mathematics)

M.L. POZDEEV^{1,2}

¹*Nizhny Novgorod State University of Architecture and Civil Engineering, Ilyinskaya str, 65, Nizhny Novgorod, 603000, Russian Federation*

²*Automation of Design Works (SCAD Soft Group), Rubtsovskaya nab., 4, bld. 1, room VII, Moscow, 105082, Russian Federation*

Abstract

Introduction. Assessing the strength of elements in spatial load-bearing structures during automated calculations using plastic flow theory requires establishing a strength condition, the geometric interpretation of which is represented as a surface in stress space. The exit of the point depicting the stressed state beyond the described surface during the loading of the computational model indicates material failure. Evaluating the strength of masonry structures implies considering material characteristics such as differential resistance, the dependence of strength on the angle of anisotropy, and various values of biaxial strength, which imposes limitations on the use of existing limiting surfaces.

Aim. To review existing strength criteria, describe their advantages and disadvantages, as well as their applicability limits for strength modeling of masonry elements.

Materials and methods. The review of existing strength criteria is based on relevant sources. Assessing the accuracy of approximation for the strength conditions of the experimental data obtained from tests involved numerical methods implemented in Python using Numpy, Sympy, and Matplotlib libraries for graphical visualization of the results. Tensor calculus theory is utilized to describe the actual and ultimate stress states

at an elementary point of the structure, while aspects of linear algebra are used to record the relationships of mechanical constants of the material.

Results. The accuracy of approximation for experimental data using the Willam – Warnke strength criterion is assessed in comparison with the Geniev strength criterion for the plane stress state of masonry. The paper provides a brief overview of existing masonry strength models, describing their physical interpretations and applied approaches.

Conclusions. Existing strength criteria have disadvantages, such as inaccuracies in approximation of experimental data, complexity in implementing computational calculations, incomplete descriptions of strength properties, and phenomenology of the approaches used. The development of a new specialized criterion for a comprehensive description of masonry strength models is considered relevant.

Keywords: masonry, flow theory, anisotropic strength criterion, plane and volumetric stress state, composites, Geniev criterion, Willam – Warnke criterion, Python

For citation: Smagin I.V., Likhacheva S.Yu., Pozdeev M.L. Modern anisotropic criteria and limiting surfaces of masonry strength under plane stress state for calculations in software packages. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2024;43(4):232–245. (In Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-232-245](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-232-245)

Authors contribution statement

Smagin I.V. – collection and analysis of materials, writing the article.

Likhacheva S.Yu. – academic advising, editing.

Pozdeev M.L. – preparation of additional graphic materials.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 13.06.2024

Revised 27.07.2024

Accepted 01.08.2024

Введение

Современная тенденция моделирования работы конструкций из каменных кладок подразумевает отход от эмпирических упрощенных моделей и использование механики деформируемого твердого тела. Такие материалы, как бетон и каменная кладка, имеют ярко выраженные псевдопластические механические свойства, таким образом, для оценки работы данных материалов нельзя использовать линейные модели классической теории упругости. Из наиболее эффективных и популярных подходов к моделированию таких конструкций стоит выделить деформационную теорию пластичности и теорию течения, которые позволяют вести расчет геометрически сложных и неоднородных по напряженному состоянию тел. Реализовать данный подход можно как для плоского, так и для объемного напряженного состояний.

Для проверки условия прочности в обозначенных выше теориях используются критерии, которые выделяют из множества возможных напряженных состояний в произвольной точке тела такое подмножество, при котором происходит разрушение материала. Геометрическая интерпретация этого условия представляет собой непрерывное множество точек, изображающих напряженное состояние в аффинном пространстве главных или пространстве

нормальных и касательных напряжений к заданной площадке. Оно изображается объемной поверхностью или кривой для случая плоского напряженного состояния. Данная поверхность делит множество всех напряженных состояний в точке тела на два подмножества – приводящие и не приводящие к разрушению материала. Эти поверхности могут называться фигурами прочности, поверхностями предельного состояния или разрушения.

Для точного моделирования прочности элементов конструкций необходимо учитывать физические свойства материала. Каменная кладка имеет ярко выраженную разносопротивляемость в силу несимметричности относительно осей анизотропии периодически повторяющейся структуры [1], что должно находить отражение в асимметричности используемых фигур прочности. Этот факт также оказывает влияние на прочность при повороте осей главных напряжений в процессе нагружения расчетной модели каменной кладки. При повышении прочности раствора возрастает двухосная прочность элементов такой конструкции, что также необходимо учитывать при выборе критерия прочности. Как и в случае с бетонами, при объемном напряженном состоянии, при возрастании величины первого инварианта тензора действующих напряжений, каменная кладка показывает упрочнение, что должно моделироваться увеличением размера девиаторного сечения вдоль гидростатической оси в фигурах прочности каменной кладки. Для корректной оценки прочности необходимо использовать критерии, учитывающие величину отношения первого инварианта тензора действующих напряжений ко второму. Это означает невозможность использования классических критериев прочности Треска, Мизеса или критериев прочности для композитов аналогичных критерию Tsai – Wu [2] для описания свойств трехосного напряженного состояния. Кроме того, фигура прочности должна быть искривлена вдоль меридиональных сечений.

Зависимость значений прочности от направления силового воздействия

При моделировании работы каменной кладки используется подход, описанный в работах, посвященных однонаправленным композитным материалам [3, 4]. В рамках данного подхода вдоль и перпендикулярно постельным швам кладки вводятся оси анизотропии и параметр Θ – угол между осями анизотропии и осями главных напряжений. Принимается, что оси анизотропии также ортогональны. Фиксируются значения одноосных прочностей вдоль данных осей, а промежуточные значения прочности на площадках главных напряжений получаются исходя из направления их действия относительно осей анизотропии (рис. 1). Для плоского напряженного состояния соотношения преобразований главных напряжений в напряжения, действующие по осям анизотропии, имеют следующую запись в матричной форме:

$$\{\sigma_{x-y}\} = [T_1] \{\sigma_{1-2}\}$$

$$[T_1] = \begin{bmatrix} \cos^2(\Theta) & \sin^2(\Theta) & -2\sin(\Theta)\cos(\Theta) \\ \sin^2(\Theta) & \cos^2(\Theta) & 2\sin(\Theta)\cos(\Theta) \\ \sin(\Theta)\cos(\Theta) & -\sin(\Theta)\cos(\Theta) & \cos^2(\Theta) - \sin^2(\Theta) \end{bmatrix}. \quad (1)$$

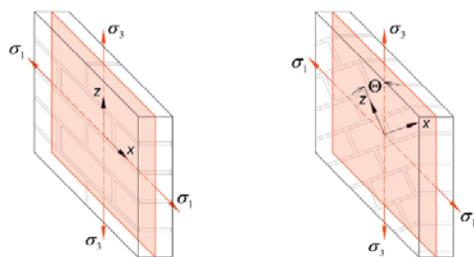


Рис. 1. Схема поворота осей напряжений каменной кладки
Fig. 1. Diagram of stress axis rotation in masonry

Используя представленный подход, поверхности прочности должны перестраиваться в процессе нагружения расчетной макромодели. Каждый критерий прочности имеет различный характер изменения величины предельного сопротивления при смене осей главных напряжений, что необходимо учитывать при выборе оптимальной модели.

Для оценки качественного характера изменения предельной осевой прочности можно использовать следующую методику. К однонаправленному композиту (рис. 2) прикладывается эквивалентная предельная нагрузка, вызывающая напряжения по осям анизотропии, приводящая к нарушению условия прочности на этих осях. При смене значения угла θ значение предельной осевой прочности будет меняться. Так может быть получено условие изменения разрушающей нагрузки разносопротивляющегося материала от угла θ (рис. 2).

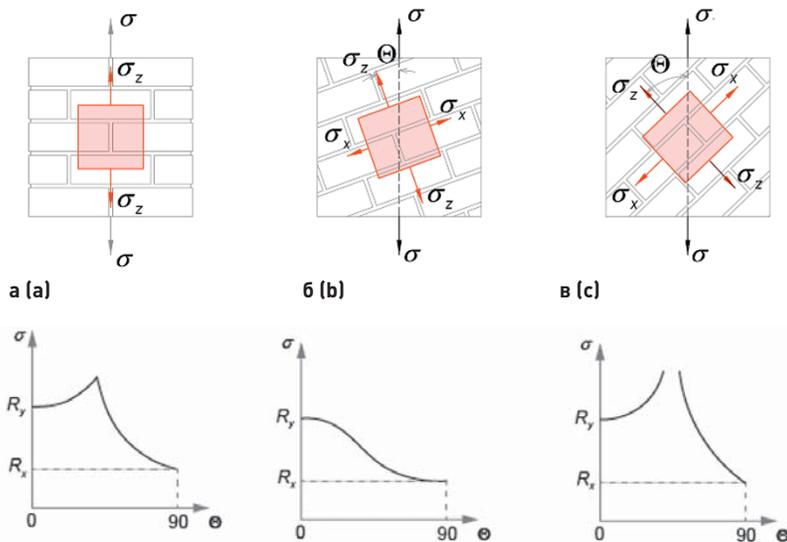


Рис. 2. Зависимость предельной осевой прочности от угла анизотропии для критериев прочности: а – критерий наибольших нормальных напряжений; б – эллиптический критерий прочности; в – критерий Кулона – Мора
Fig. 2. Dependence of ultimate axial strength on the angle of anisotropy for strength criteria: а – maximum normal stress criterion; б – elliptical strength criterion; в – Coulomb-Mohr criterion

Критерии прочности, геометрическая интерпретация которых в пространстве действующих напряжений описывается линией, условно называемые линейными критериями прочности, показывают на графике зависимости предельной осевой прочности от угла

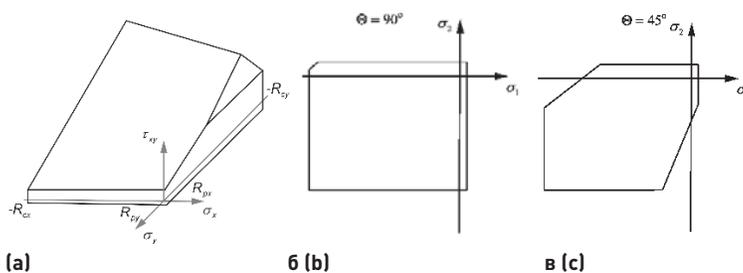


Рис. 3. Критерий прочности Гениева – Воронова: а – в терминах касательных и нормальных напряжений; б, в – в терминах главных напряжений и угла Θ

Fig. 3. Geniev – Voronov strength criterion: a – in terms of shear and normal stresses; b, c – in terms of principal stresses and angle Θ

Θ нарушения условий гладкости и непрерывности функции, что может оказывать влияние при компьютерном расчете элементов конструкции.

Для изображения всего множества напряженных состояний в точке, приводящих к разрушению, с учетом влияния угла анизотропии можно использовать величины касательных (τ_{xy}) и нормальных (σ_x, σ_y) напряжений, действующих в кладке, или работать в терминах главных напряжений (σ_1, σ_2) и угла наклона максимального главного напряжения к постели кладки Θ . Эти варианты построения приведены на примере критерия кладки Гениева – Воронова (рис. 3) [5].

Критерии прочности при плоском напряженном состоянии

В целом любые критерии могут быть выражены через одно условие или комбинацию различных условий прочности. Так, например, критерий прочности Хоффмана [6] описывается единой формулой (2). Его геометрическая интерпретация в пространстве главных напряжений является замкнутой кривой второго порядка.

$$C_1(\sigma_y - \sigma_z)^2 + C_2(\sigma_z - \sigma_x)^2 + C_3(\sigma_x - \sigma_y)^2 + C_4\sigma_x + C_5\sigma_y + C_6\sigma_z + C_7\tau_{yz}^2 + C_8\tau_{zx}^2 + C_9\tau_{xy}^2 = 1, \quad (2)$$

$$Ax^2 + Bxy + Cy^2 + Dx + Ey + F = 0. \quad (3)$$

Стоит отметить, что каноническое уравнение второго порядка (3) имеет всего пять несвободных членов, влияющих на форму фигуры прочности, и один свободный, отвечающий за «масштабирование» фигуры. Для моделирования прочности каменных конструкций при плоском напряженном состоянии необходимо использовать минимум шесть параметров, влияющих на форму фигуры, а именно: четыре параметра на фиксирование одноосных прочностей при сжатии и растяжении и два параметра для моделирования двухосной прочности. Следовательно, невозможно в полной мере использовать эллиптические критерии для моделирования прочности элементов конструкций из каменных кладок, что и замечает автор в работе [7]: ни при ручном подборе параметров, ни при поиске подходящих значений коэффициентов методом наименьших квадратов не получается получить удовлетворительный результат.

Существуют попытки использовать кривые третьего порядка, например в работе [8]. При таком подходе возникают сложности в силу нарушения условия замкнутости фигуры прочности. В таких случаях необходимо пересчитывать коэффициенты для уравнения по известной методике, используя частные производные. Это усложняет возможность использования данных критериев для компьютерного расчета каменных кладок, поскольку при сложном нагружении фигура должна перестраиваться вместе с изменением угла анизотропии, следовательно на каждом шаге итераций необходимо предусмотреть проверку условия замкнутости, что приводит к кратному повышению сложности алгоритма расчета конструкции, особенно при использовании теории течения.

В случае использования комбинации различных условий прочности существуют свои преимущества и недостатки. Классическим примером таких критериев для каменных кладок является модель прочности Ganz [9]. Эта модель выделяет пять режимов разрушения, что полезно при анализе результатов расчета, дает четкое понимание причины возможного разрушения элементов конструкции, но совокупность большого количества используемых поверхностей уменьшает эффективность их реализации в теории пластического течения. Существуют и более эффективные феноменологические модели, которые нашли свое применение для компьютерного расчета. Например, модель Lourenco [10], используемая в программном комплексе DIANA FEA, содержит в себе только две поверхности прочности, что значительно упрощает процесс моделирования элементов конструкций из каменных кладок.

Объемное напряженное состояние

Условия разрушения при объемном напряженном состоянии предпочтительно записывать в координатах Хейга – Вестергарда. Для этого симметричный тензор второго порядка, изображающий напряженное состояние в точке тела σ , следует представить в виде разложения на шаровый тензор \mathbf{n} и девиатор \mathbf{s} :

$$\sigma = \mathbf{n} + \mathbf{s} = \frac{1}{\sqrt{3}} \xi \mathbf{I} + \mathbf{s}, \quad (4)$$

$$\xi = \frac{1}{\sqrt{3}} \text{tr} \sigma, \quad r = \|\tau_0\| = \sqrt{\text{tr} \tau_0^2}, \quad \|\sigma\| = \sqrt{\text{tr} \sigma^2}.$$

Тензор \mathbf{n} изображает напряжение, действующее на октаэдрической площадке, нормаль которой равно наклонена к осям главных напряжений (т.е. результирующая площадка), а \mathbf{s} – напряжение, действующее на этой площадке (рис. 4).

Напряженное состояние в каждой точке тела можно представить как равномерное всестороннее растяжение или сжатие, на которое наложено напряженное состояние сдвига, определяемое девиатором. Компоненты шарового тензора стремятся изменить объем элемента тела, а компоненты девиатора – изменить форму этого элемента без изменения объема. Разложив полученную зависимость на базисы, направленные вдоль проекции осей главных напряжений на результирующую площадку, получим следующую запись действующих главных напряжений (5) [11]:

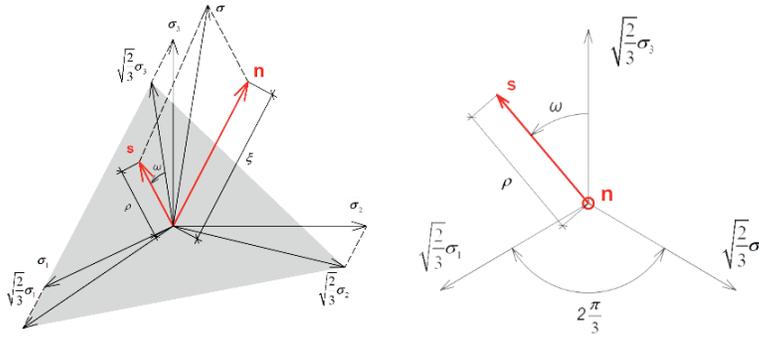


Рис. 4. Графическая интерпретация разложения тензора напряжений в пространстве главных напряжений и на девиаторной плоскости

Fig. 4. Graphical interpretation of the stress tensor decomposition in principal stress space and on the deviatoric plane

$$\sigma_1 = \frac{1}{\sqrt{3}} \xi + s_1, \quad \sigma_2 = \frac{1}{\sqrt{3}} \xi + s_2, \quad \sigma_3 = \frac{1}{\sqrt{3}} \xi + s_3, \quad (5)$$

где

$$s_1 = \sqrt{\frac{2}{3}} \rho \cos \omega, \quad s_2 = \sqrt{\frac{2}{3}} \rho \cos(\omega - \frac{2}{3} \pi), \quad s_3 = \sqrt{\frac{2}{3}} \rho \cos(\omega + \frac{2}{3} \pi).$$

Для описания прочности при трехосном напряженном состоянии можно взять за основу объемную фигуру прочности Гениева [12]. Данный критерий прочности состоит из комбинации двух условий – условия прочности на срез и раздробления (рис. 5). В данном критерии считается, что потеря прочности на срез происходит за счет скольжения на некоторых произвольных площадках. Прочность сдвига на этих площадках будет увеличиваться за счет действия нормальных напряжений сжатия. Также при разработке критерия наложено условие, определяющее возможность дислокаций только на площадках, перпендикулярных к осям анизотропии. Конечный поиск таких площадок является оптимизационной задачей, решение которой находится численными методами или аналитически, используя, например, метод Лагранжа:

$$\max\left(\frac{\tau_v}{\sigma_v} - C(v)\right) = 0, \quad (6)$$

где $C(v)$ – закон изменения прочности на сдвиг;

τ_v – касательное напряжение на площадке сдвига;

σ_v – нормальное напряжение на площадке сдвига.

Таким образом, критерий прочности моделирует физический процесс потери прочности каменной кладки на срез. Условие прочности при раздроблении описывается анизотропным критерием прочности Ренкина для трехосного напряженного состояния.

Область допустимых напряжений данного критерия ограничена поверхностями прямоугольного параллелепипеда и шестигранной неправильной пирамиды. В девиаторном сечении данная фигура имеет вид неправильного многоугольника (рис. 5).

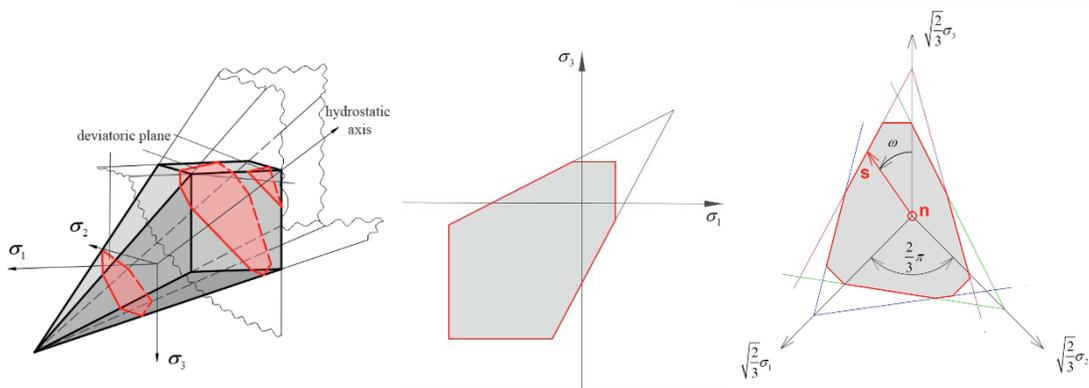


Рис. 5. Объемный критерий прочности Гениева в пространстве главных напряжений и на девиаторной площадке
Fig. 5. Volumetric Geniev strength criterion in principal stress space and on the deviatoric plane

Данный критерий не учитывает увеличения двухосной прочности каменной кладки при сжатии вследствие увеличения прочности используемого раствора. Главным недостатком такого критерия при численном моделировании будет высокая алгоритмическая сложность расчета конструкций ввиду необходимости решения оптимизационной задачи поиска площадок скольжения на каждом шаге итерационного расчета. Вероятно, описанный подход стоит использовать для единичных научных расчетов, не требующих высокой скорости выполнения.

Популярным случаем моделирования каменной кладки является использование критериев прочности для бетона [13], например критерия William – Warnke [14]. Существует трехпараметрическая модель William – Warnke (WW-3), которая представляет собой коническую поверхность разрушения с криволинейным сечением в девиаторной плоскости. Прочность в таком варианте критерия зависит как от гидростатического, определяющегося первым инвариантом тензора действующих напряжений, так и от девиаторного напряженного состояния. Также существует и пятипараметрическая модель с криволинейными меридиональными сечениями. Первая модель более простая в аналитической реализации и удачно описывает случаи напряженного состояния с низкими значениями первого инварианта тензора действующих напряжений, а вторая – с высокими. Пятипараметрический критерий William – Warnke однозначно определяется через несколько механических констант, а именно: предел прочности при одноосном сжатии, предел прочности при одноосном растяжении, предел прочности при двухосном сжатии, значение крайней точки напряжения на меридиане растяжения, значение крайней точки напряжения на меридиане сжатия.

Данная модель описывает прочность элементов каменных конструкций недостаточно точно. Это наглядно видно при наложении трехпараметрической модели на экспериментальные точки, полученные по результатам испытаний Пейджа [15] (рис. 6 и 7). Сравнение качества аппроксимации данного критерия со специализированным критерием для каменных кладок Гениева при плоском напряженном состоянии показывает существенное преимущество второго.

Для сравнения качества аппроксимации этих критериев была использована следующая методика. Выделим точки, лежащие на геометрической интерпретации изучаемых критериев. Будем называть такие точки аналитическими, важно, чтобы они были распределены

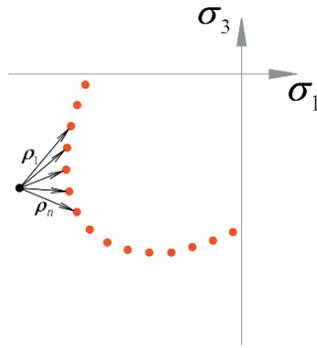


Рис. 6. К определению качества аппроксимации экспериментальных данных
Fig. 6. Determining the quality of experimental data approximation

по фигуре равномерно. Далее возьмем экспериментальную точку и будем искать расстояние от нее до каждой аналитической точки:

$$\rho_n = \sqrt{(x_n - x_{n-1})^2 + (y_n - y_{n-1})^2}. \quad (7)$$

Значение минимального расстояния будем считать расстоянием от экспериментальной точки до исследуемой фигуры. Выполним те же действия для каждой экспериментальной точки и получим сумму всех найденных расстояний. Качество аппроксимации будет характеризоваться величиной этого значения: чем оно меньше, тем лучше фигура описывает экспериментальные точки.

Значения отклонений от результатов экспериментов Пейджа у специализированного критерия Гениева для плоского напряженного состояния меньше, чем у критерия William – Warnke, что показано в табл. 1. В первую очередь это объясняется отсутствием возможности перестроения WW-3 в зависимости от угла Θ и невозможностью учета разносопротивляемости кладки при плоском напряженном состоянии. Наименьшая относительная погрешность получается при угле 45 градусов, когда экспериментальные точки ложатся симметрично относительно проекции гидростатической оси на плоскость главных напряжений.

Обсуждение

Существует множество подходов к описанию прочности элементов конструкций. У каждого подхода есть свои преимущества и недостатки: некоторые дают точное описание модели разрушения и описывают физику процесса, но не подходят для построения эффективных алгоритмов в силу сложности и многоступенчатости построения фигуры прочности, другие, напротив, эффективны в построении, но требуют серьезной предварительной проработки экспериментальной базы. Для каждой цели должен использоваться свой инструмент. Например, громоздкий на первый взгляд и не самый современный критерий прочности Ganz по-прежнему используется в исследованиях [16]. С некоторой модификацией этот критерий калибруется для описания модели размазанных трещин. Вероятно, в таких задачах исследователю удобно использовать такую модель, в которой известно, в каком элементе

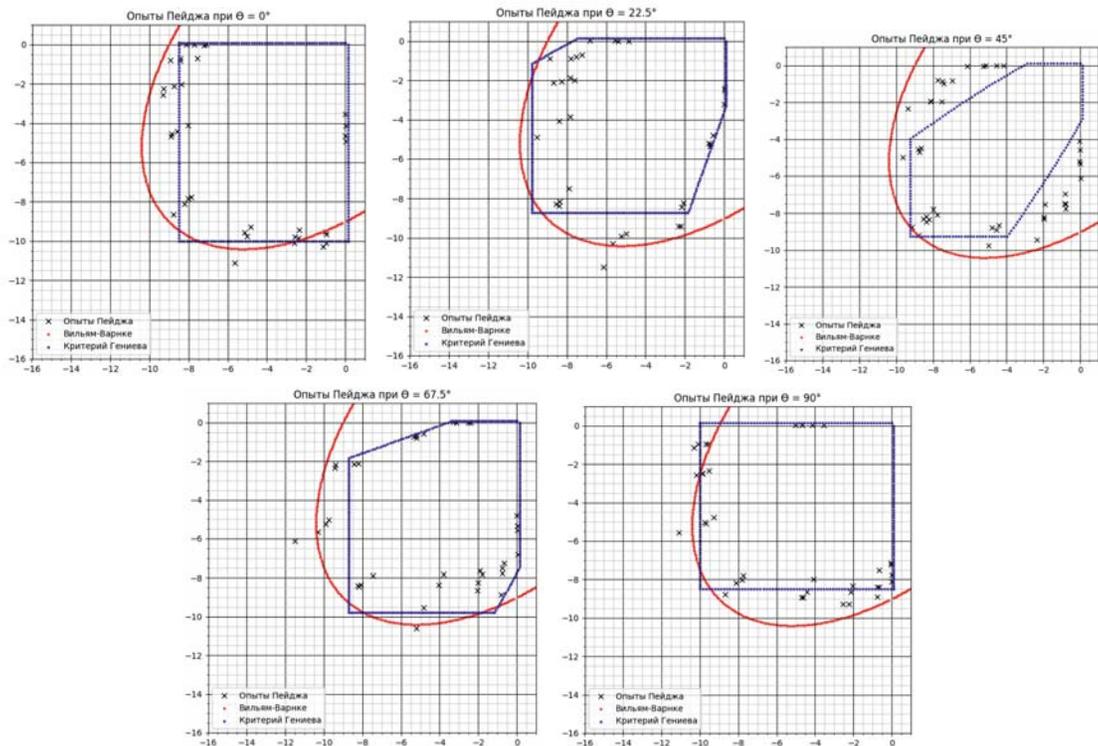


Рис. 7. Критерии прочности Гениева и William – Warnke на точках испытаний Пейджа
 Fig. 7. Geniev and Willam – Warnke strength criteria at Page test points

Таблица 1

Результаты оценки качества аппроксимации экспериментальных точек опытов Пейджа

Table 1

Results of assessing the quality of approximation for Page test points

Критерий прочности	Отклонения от результатов опытов Пейджа при угле θ , град.				
	0	22,5	45	67,5	90
Критерий Гениева	12,32	24,63	40,14	25,62	12,06
Критерий William – Warnke	46,64	67,01	73,87	70,49	41,73
Относительная погрешность, %	73,58	63,24	45,66	63,65	71,10

композита возникла трещина. Тем не менее для простого инженера такая информация может быть излишней, решением его проблем будет простой перебор механических параметров раствора и камня в кладке.

Известно много попыток создать специализированный критерий прочности каменной кладки, тем не менее на данный момент не существует удовлетворительной модели. В случае плоского напряженного состояния следует выделить модель Lourenco и его подход к составлению объединенной фигуры из минимального числа стыкуемых поверхностей.

Например, доработав критерий прочности Hoffman и получив аналитические зависимости двухосной прочности от прочности раствора на срез, получится построить простую и эффективную в алгоритмизации модель. Для трехосного напряженного состояния на данный момент развитие механики деформирования твердого тела для каменной кладки находится на этапе заимствования моделей других материалов – будь то общие модели для материалов, обладающих внутренним трением, или специализированные модели для бетона. Вероятно, доработка и увязка коэффициентов математических зависимостей с механическими характеристиками каменной кладки одного из таких критериев, например [17, 18], будет показывать хорошую реализацию в алгоритмах численных расчетов.

Заключение

Рассмотрены различные критерии прочности: Hoffman, Tsai – Wu, Ganz, Lourenco, Syrmakezis and Asteris, Bilko – Małyszko, William – Warnke, критерии прочности кладки Гениева для объемного и плоского напряженного состояния. Описана их применимость для моделирования работы каменных кладок. Приведены методики описания прочностей, свойств каменной кладки, необходимые для учета в расчетных моделях. Разработана методика оценки точности аппроксимации. Получена оценка точности аппроксимации экспериментальных данных Пейджа критерием прочности Willam – Warnke в сравнении с критерием прочности Гениева для плоского напряженного состояния.

Список литературы

1. Капустин С.А., Лихачева С.Ю. Моделирование процессов деформирования и разрушения материалов с периодически повторяющейся структурой. Нижний Новгород: ННГАСУ; 2012.
2. Tsai S.W., Wu E.M. A General Theory of Strength for Anisotropic Materials. *Journal of Composite Materials*. 1971;5(1):58–80. <https://doi.org/10.1177/002199837100500106>
3. Вишняков Л.Р., Грудина Т.В., Кадыров В.Х. Композиционные материалы: справочник. Киев: Наукова думка; 1985.
4. Полилов А.Н. Этюды по механике композитов. Москва: Физико-математическая литература; 2015.
5. Воронов А.Н. Статические плоские задачи деформационной теории пластичности ортотропных тел [диссертация]. Москва; 1984.
6. Hoffman O. The Brittle Strength of Orthotropic Materials. *Journal of Composite Materials*. 1967;1(2):200–206. <https://doi.org/10.1177/002199836700100210>
7. Lourenço P.J.B.B. Computational strategies for masonry structures [dissertation]. Delft University Press; 1996.
8. Syrmakezis C.A., Asteris P.G. Masonry Failure Criterion under Biaxial Stress State. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2001;13(1):58–64. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0899-1561\(2001\)13:1\(58\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0899-1561(2001)13:1(58))
9. Ganz H.R. Mauerwerksscheiben unter normalkraft und schub [PhD Thesis]. ETH Zurich; 1985.
10. Lourenço P.B. An orthotropic continuum model for the analysis of masonry structures [Report]. The Netherlands, TU Delft; 1995.
11. Małyszko L., Jemioła S., Bilko P., Gajewski M. MES i modelowanie konstytutywne w analizie zniszczenia konstrukcji murowych. Olsztyn: Wydawnictwo Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego; 2015.
12. Гениев Г.А., Курбатов А.С., Самедов Ф.А. Вопросы прочности и пластичности анизотропных материалов. 1993.
13. Drobiec L., Šlivinskis T. Determination of mortar and brick failure surface based on research in a complex state of stress. *Materiály Budowlane*. 2016;(12):42–44. <https://doi.org/10.15199/33.2016.12.13>

14. *Willam K.J., Warnke E.P.* Constitutive model for the triaxial behavior of concrete. Proceedings of IABSE, Structural Engineering. 1975;19:1–30.
15. *Page A.W.* The biaxial compressive strength of brick masonry. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. 1981;71(3):893–906. <https://doi.org/10.1680/iicep.1981.1825>
16. *Plizzari G., Vecchio F.J.* Fiber reinforced concrete and mortar for enhanced structural elements and structural repair of masonry walls [Ph.D. Thesis]. University of Brescia, Italy; 2012.
17. *Bigoni D., Piccolroaz A.* Yield criteria for quasibrittle and frictional materials. International journal of solids and structures. 2004;41(11–12):2855–2878. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2003.12.024>
18. *Piccolroaz A., Bigoni D.* Yield criteria for quasibrittle and frictional materials: a generalization to surfaces with corners. International Journal of Solids and Structures. 2009;46(20):3587–3596. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2009.06.006>

References

1. *Kapustin S.A., Likhacheva S.Yu.* Modeling the processes of deformation and destruction of materials with a periodically repeating structure. Nizhny Novgorod: Nizhny Novgorod State University of Architecture and Civil Engineering (NNGASU); 2012. (In Russian).
2. *Tsai S.W., Wu E.M.* A General Theory of Strength for Anisotropic Materials. Journal of Composite Materials. 1971;5(1):58–80. <https://doi.org/10.1177/002199837100500106>
3. *Vishnyakov L.R., Grudina T.V., Kadyrov V.H.* Composite materials. Kiev: Naukova dumka Publ.; 1985. (In Russian).
4. *Polilov A.N.* Studies on the mechanics of composites. Moscow: Physics and Mathematics Literature; 2015. (In Russian).
5. *Voronov A.N.* Static plane problems of the deformation theory of plasticity of orthotropic bodies [dissertation]. Moscow; 1984. (In Russian).
6. *Hoffman O.* The Brittle Strength of Orthotropic Materials. Journal of Composite Materials. 1967;1(2):200–206. <https://doi.org/10.1177/002199836700100210>
7. *Lourenço P.J.B.B.* Computational strategies for masonry structures [dissertation]. Delft University Press; 1996.
8. *Syrmakezis C.A., Asteris P.G.* Masonry Failure Criterion under Biaxial Stress State. Journal of Materials in Civil Engineering. 2001;13(1):58–64. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0899-1561\(2001\)13:1\(58\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0899-1561(2001)13:1(58))
9. *Ganz H.R.* Mauerwerksscheiben unter normalkraft und schub [PhD Thesis]. ETH Zurich; 1985. (In German).
10. *Lourenço P.B.* An orthotropic continuum model for the analysis of masonry structures [Report]. The Netherlands, TU Delft; 1995.
11. *Matyszko L., Jemioł S., Bilko P., Gajewski M.* MES i modelowanie konstytutywne w analizie zniszczenia konstrukcji murowych. Olsztyn: Wydawnictwo Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego; 2015. (In Polish).
12. *Geniev G.A., Kurbatov A.S., Samedov F.A.* Issues of strength and plasticity of anisotropic materials. Moscow: Interbuk-biznes Publ.; 1993. (In Russian).
13. *Drobiec L., Štivilinskas T.* Determination of mortar and brick failure surface based on research in a complex state of stress. Materiały Budowlane. 2016;1(12):42–44. <https://doi.org/10.15199/33.2016.12.13>
14. *Willam K.J., Warnke E.P.* Constitutive model for the triaxial behavior of concrete. Proceedings of IABSE, Structural Engineering. 1975;19:1–30.
15. *Page A.W.* The biaxial compressive strength of brick masonry. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. 1981;71(3):893–906. <https://doi.org/10.1680/iicep.1981.1825>
16. *Plizzari G., Vecchio F.J.* Fiber reinforced concrete and mortar for enhanced structural elements and structural repair of masonry walls [Ph.D. Thesis]. University of Brescia, Italy; 2012.
17. *Bigoni D., Piccolroaz A.* Yield criteria for quasibrittle and frictional materials. International journal of solids and structures. 2004;41(11–12):2855–2878. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2003.12.024>
18. *Piccolroaz A., Bigoni D.* Yield criteria for quasibrittle and frictional materials: a generalization to surfaces with corners. International Journal of Solids and Structures. 2009;46(20):3587–3596. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2009.06.006>

Информация об авторах / Information about the authors

Илья Васильевич Смагин[✉], аспирант кафедры теории сооружений и технической механики, ННГАСУ, Нижний Новгород
e-mail: ivsmag@vk.com

Ilya V. Smagin[✉], Postgraduate Student, Department of Theory of Structures and Technical Mechanics, Nizhny Novgorod State University of Architecture and Civil Engineering, Nizhny Novgorod
e-mail: ivsmag@vk.com

Светлана Юрьевна Лихачева, канд. физ.-мат. наук, доцент, профессор кафедры теории сооружений и технической механики, ННГАСУ, Нижний Новгород
e-mail: lihsvetlana@yandex.ru

Svetlana Yu. Likhacheva, Cand. Sci. (Physics and Mathematics), Associate Professor, Professor of the Department of Theory of Structures and Technical Mechanics, Nizhny Novgorod State University of Architecture and Civil Engineering, Nizhny Novgorod
e-mail: lihsvetlana@yandex.ru

Максим Леонидович Поздеев, аспирант кафедры теории сооружений и технической механики, ННГАСУ, Нижний Новгород; инженер-исследователь, ООО «Автоматизация проектных работ» (ГК «SCAD Soft»), Москва
e-mail: pm@scadsoft.ru

Maxim L. Pozdeev, Postgraduate Student, Department of Theory of Structures and Technical Mechanics, Nizhny Novgorod State University of Architecture and Civil Engineering, Nizhny Novgorod; Research Engineer, Automation of Design Work (SCAD Soft Group), Moscow
e-mail: pm@scadsoft.ru

[✉]Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

На правах рекламы

ШТУКАТУРНАЯ СМЕСЬ СПАДАР СК450 – ИННОВАЦИЯ В ОБЛАСТИ МИНЕРАЛЬНЫХ ШТУКАТУРОК

THE PLASTER MIXTURE SPADAR SK450 IS AN INNOVATION IN THE FIELD OF MINERAL PLASTERS

Минеральные штукатурки зародились на заре строительной деятельности человечества и до сегодняшнего момента являются одним из самых востребованных отделочных материалов для зданий и сооружений.

На данный момент существует множество видов штукатурок, предназначенных для разных областей применения и производимых с использованием различных минеральных вяжущих и заполнителей. Современные штукатурки в основном выпускаются в виде смесей сухих строительных и штукатурных растворов. Также некоторые штукатурные растворы могут быть изготовлены на месте (строительной площадке) при четком соблюдении рецептуры и технологических параметров их изготовления.

Преимущества минеральной штукатурки СПАДАР СК450

Декоративно-защитная штукатурная смесь СПАДАР СК450 – это **НОВЫЙ** инновационный продукт. Сухая штукатурная смесь СПАДАР СК450 представляет собой материал для получения высококачественной фасадной минеральной штукатурки, сочетающей в себе множество полезных свойств и качеств.

Общие требования к минеральным штукатуркам

Для выполнения своих функций в течение долгого времени минеральные штукатурки в затвердевшем состоянии должны обладать следующими базовыми свойствами и качествами:

- хорошей адгезией к основанию;
- трещиностойкостью;
- низким водопоглощением (гидрофобностью);
- хорошей паропроницаемостью (быстро высыхает).

Идеальным образом все эти свойства сочетаются в штукатурной смеси **СПАДАР СК450**.

Декоративно-защитная сухая штукатурная смесь СПАДАР СК450 выпускается компанией «СПАДАР» в соответствии с требованиями ГОСТ 33083-2014 «Смеси сухие строительные на цементном вяжущем для штукатурных работ. Технические условия». Основным качеством штукатурной смеси СПАДАР СК450, выделяющим ее из ряда других штукатурок, можно

назвать многофункциональность: одновременно она является выравнивающей, отделочной и тепло-влажностной штукатурной смесью. Штукатурка имеет белый цвет, что выгодно отличает ее при проведении отделочных работ. Уникальность штукатурной смеси СПАДАР СК450 придает ее состав, в основе которого белый портландцемент, комплекс аддитивов (функциональных добавок) и, главное, – запатентованная пенокерамическая гранула «СИЛИГРАН» собственного производства. Именно пенокерамические гранулы «СИЛИГРАН» придают штукатурке такие уникальные свойства, как:

- низкая плотность, равная 450 кг/м^3 ;
- низкая теплопроводность – не более $0,06 \text{ Вт/(м}\times\text{°К)}$;
- трещиностойкость; способность наноситься слоем до 30 мм, при этом обеспечивая декоративные свойства.

Штукатурка является сразу базовой (выравнивающей) и отделочной, что исключает применение дополнительных материалов (штукатурных смесей) при выполнении штукатурных работ. Это значительно сокращает расходы и трудозатраты. Минимальный расход составляет в среднем $4,2 \text{ кг}$ на 1 м^2 оштукатуриваемой поверхности при толщине слоя штукатурки, равной 10 мм. Раствор наносится в один слой толщиной от 3 до 30 мм. **Штукатурная сухая смесь СПАДАР СК450 обладает качествами декоративной, теплоизоляционной и saniрующей штукатурки.**

Благодаря применению в составе штукатурной смеси СПАДАР СК450 гидрофобизирующих добавок она обладает отличной гидрофобностью, водопоглощение при капиллярном подсосе штукатурной смеси составляет $0,23 \text{ кг/(м}^2\times\text{мин } 0,5)$, паропроницаемость – $0,07 \text{ кг/(м}^2\times\text{ч}\times\text{Па)}$. При этом штукатурка СПАДАР СК450 имеет морозостойкость, равную 100 циклам, что обеспечивает долговечность ее эксплуатации.

Прочность штукатурной смеси СПАДАР СК450 соответствует требованиям ГОСТ 33083-2014 для декоративных и теплоизоляционных штукатурных смесей и составляет 2,5 МПа.

Таким образом, можно констатировать, что сухая штукатурная смесь СПАДАР СК450 представляет собой современный инновационный материал, обладающий сочетанием свойств и качеств, которые обеспечивают его уникальность в сегменте минеральных декоративных фасадных штукатурных смесей.

Контакты:

адрес: Калужская обл., г. Жиздра,
ул. Шмидта, д. 73
сайт: spadar.ru
тел.: 8 (980) 309-80-53, 8 (800) 222-74-71
e-mail: hi@spadar.ru



СПАДАР

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.

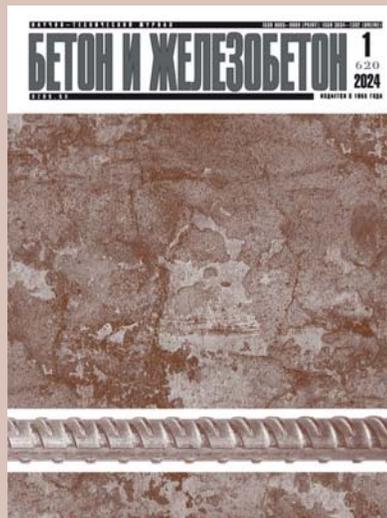
Основан: Институт НИИЖБ Госстроя СССР и ВНИИжелезобетон Минстройматериалов СССР.

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@stroy.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



ЦНИИСК
ИИ В.А. КУЧЕРЕНКО



НИИЖЕ
ИИ А.А. ПЛОСКОЕ



НИИОСП
ИИ НИИ ГЕРСЛОВАНОВА



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

ФОРМЫ ПОДГОТОВКИ ДИССЕРТАЦИИ В АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»



Обучение в аспирантуре,
докторантуре

Прикрепление для
подготовки диссертации без
освоения образовательных
программ



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»



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. 4(43) 2024

Редактор выпуска: Починина Н.Е.
Компьютерная верстка: Чорненький С.И.

Дата выхода в свет: 28.12.2024 г. Формат 70×100/16
Бумага мелованная. Офсетная печать.
Тираж 500 экз. Заказ № 42151

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, 2024