



СТРОИТЕЛЬСТВО: НАУКА И ОБРАЗОВАНИЕ

CONSTRUCTION: SCIENCE AND EDUCATION

ТОМ 13. ВЫПУСК 4 (50)



НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКИЙ
ЖУРНАЛ

2023

СТРОИТЕЛЬСТВО: НАУКА И ОБРАЗОВАНИЕ

Construction: Science and Education

DOI: 10.22227/2305-5502

том **13** выпуск **4 (50)**

НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКИЙ СЕТЕВОЙ ЖУРНАЛ

Учредитель и издатель журнала — Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ)

RESEARCH AND PRACTICE ONLINE JOURNAL

Founder and publisher of the journal — Federal State-Funded Educational Institution of Higher Education “Moscow State University of Civil Engineering (National Research University)” (MGSU)

Свидетельство о регистрации СМИ Эл № ФС77-63118 от 18 сентября 2015 г. выдано Федеральной службой по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций (Роскомнадзор).

До 27 июля 2012 г. журнал назывался «Научно-практический Интернет-журнал «Наука. Строительство. Образование».

АДРЕС РЕДАКЦИИ:

129337, Москва, Ярославское шоссе, 26, корп. 8
Издательство МИСИ – МГСУ
(«Строительство: наука и образование»)

Основан в марте 2011 г.
Первый номер вышел в июле 2011 г.
Периодичность выхода — ежеквартальная

РЕДАКЦИЯ ЖУРНАЛА:

Выпускающий редактор **А.А. Дядичева**
редактор **Т.В. Бердникова, Л.Б. Корзухина**
администратор сайта журнала **Н.А. Милованова**
корректор выпусков журнала **О.В. Ермихина**
дизайнер-верстальщик журнала
А.Ю. Байкова
переводчик **О.В. Юденкова**

EDITORIAL OFFICE MAILING ADDRESS:

MISI – MGSU Publishing house
(Construction: Science and Education)
26 Yaroslavskoe Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation

Founded in March, 2011.
The first issue was released in July, 2011.
Periodicity of publication — quarterly

EDITORIAL STAFF:

A.A. Dyadicheva Executive editor
T.V. Berdnikova, L.B. Korzukhina Editor
N.A. Milovanova Journal Website Manager
O.V. Ermikhina Corrector of Journal Issues
Layout Designer
A.Y. Baykova
O.V. Yudenkova Translator

129337, Москва, Ярославское шоссе, 26, НИУ МГСУ,
Издательство МИСИ – МГСУ («Строительство: наука и образование»),
e-mail: nso-journal@mgsu.ru (для официальной переписки), <http://www.nso-journal.ru>

Подписано в свет 29.12.2023.
Гарнитура Таймс. Усл. печ. л. 17,79.

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ)
Издательство МИСИ – МГСУ.
129337, Москва, Ярославское шоссе, 26
www.mgsu.ru, editorial_office@mgsu.ru, Тел. (495) 287-49-14, доб. 2476

ИНДЕКСИРОВАНИЕ

Журнал включен и индексируется в базе данных РИНЦ (Российский индекс научного цитирования, www.elibrary.ru) на условиях полнотекстового размещения, архивирования и депозитного хранения.

Directory of Open Access Journals — DOAJ

(<http://www.doaj.org>).

Научная библиотека открытого доступа «Кибер-Ленинка». НИУ МГСУ предоставил лицензию на размещение материалов журнала «Строительство: наука и образование» EBSCO Information Services (<http://www.ebsco.com/>) — крупнейшему в мире агрегатору полнотекстовых журналов и других источников научной информации. Полные тексты выпусков журнала можно будет найти в обновленной базе данных EBSCO Applied Sciences («Прикладные науки»), как только коллекция будет укомплектована и размещена на сайте агрегатора. Распространяется через электронные библиотеки «Лань», «Руконт», «IPRbooks», входит в каталог компании East View Information Services, Inc. По данным РИНЦ, среди 756 журналов в области строительства «Строительство: наука и образование» входит в 8 ведущих журналов отрасли.

Статьям присваивается цифровой идентификатор DOI.

INDEXING

The journal is included (digital archiving, deposit and delivery to users on an agreement for a MGSU) in the database of Russian Science Citation Index (RSCI), supported by the Scientific Electronic Library www.elibrary.ru on terms of full text placement.

Indexed by Directory of Open Access Journals — DOAJ

(<http://www.doaj.org>).

Russian open access scientific library CyberLeninka.

Moscow State University of Civil Engineering has entered into an electronic licensing relationship with EBSCO Information Services (<http://www.ebsco.com/>), the world's most prolific aggregator of full text journals, magazines and other sources. The full text of Construction: Science and Education will be found on EBSCO's upgraded Applied Sciences database once the collection is complete.

Distributed through electronic libraries “Lan”, “Rukont”, “IP Rbooks”, journal is included to the catalog of company East View Information Services, Inc.

According to the RSCI, “Construction: Science and Education” is one of the eight leading industry journals among 756 journals in the field of construction.

The articles are assigned a digital identifier DOI.

РЕДКОЛЛЕГИЯ

Туснин Александр Романович, гл. редактор, д-р техн. наук, проф., зав. каф. металлических и деревянных конструкций, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Королев Евгений Валерьевич, зам. главного редактора, д-р техн. наук, проф., проректор, Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург, Россия

Сидоров Владимир Николаевич, зам. гл. редактора, д-р техн. наук, проф., чл.-корр. РААСН, зав. каф. информатики и прикладной математики, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Алексеев Юрий Владимирович, д-р архитектуры, проф., проф. каф. градостроительства, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Андреев Владимир Игоревич, академик РААСН, д-р техн. наук, проф., проф. каф. сопротивления материалов, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Анискин Николай Алексеевич, д-р техн. наук, проф., директор Института гидротехнического и энергетического строительства, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Гагарин Владимир Геннадьевич, чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., главный научный сотрудник, Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук, Москва, Россия

Евтушенко Сергей Иванович, д-р техн. наук, проф., проф. каф. информационных систем, технологий и автоматизации в строительстве НИУ МГСУ, Москва, Россия

Кантаржи Измаил Григорьевич, д-р техн. наук, проф., проф. каф. гидравлики и гидротехнического строительства, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Маилян Левон Рафаэлович, академик РААСН, д-р техн. наук, проф., проф. каф. автомобильных дорог, Донской государственный технический университет, Ростов-на-Дону, Россия

Орлов Владимир Александрович, д-р техн. наук, проф., проф. водоснабжения и водоотведения, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Пустовгар Андрей Петрович, канд. техн. наук, доц., научный руководитель НИИ строительных материалов и технологий, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Соловьев Алексей Кириллович, д-р техн. наук, проф., проф. каф. проектирования зданий и сооружений, НИУ МГСУ, Москва, Россия

EDITORIAL BOARD

Alexander R. Tusnin, Editor-in-Chief, DSc in engineering, Professor, Head of the Department of Metal and Timber Structures, MGSU, Moscow, Russian Federation

Evgeniy V. Korolev, Deputy Editor-in-Chief, DSc in engineering, Professor, Vice-Rector, Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, Saint Petersburg, Russian Federation

Vladimir N. Sidorov, Deputy Editor-in-Chief, Doctor of Technical Sciences, Professor, Corresponding Member of the RAASN, Head of the Department of Computer Science and Applied Mathematics, MGSU, Moscow, Russian Federation

Yuri V. Alekseev, Doctor of Architecture, Professor, Department of Urban Development, MGSU, Moscow, Russian Federation

Vladimir I. Andreev, Advisor of RAACS, DSc in engineering, Professor, Professor of the Department of Strength of Materials, MGSU, Moscow, Russian Federation

Nikolay A. Aniskin, DSc in engineering, Professor, Director of the Institute of Hydrotechnical and Power Engineering Construction, MGSU, Moscow, Russian Federation

Vladimir G. Gagarin, Corresponding Member of RAACS, DSc in engineering, Professor, Chief Research Associate; Research Institute of Construction Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russian Federation

Sergey I. Evtushenko, DSc in engineering, Professor, Professor of the Department of Information Systems, Technologies and Automation in Construction, MGSU, Moscow, Russian Federation

Ismail G. Kantarzhi, DSc in engineering, Professor, Professor of the Department of Hydraulics and Hydrotechnical Engineering, MGSU, Moscow, Russian Federation

Levon R. Mailyan, Academician of RAACS, DSc in engineering, Professor, Professor of the Department of Highways, Don State Technical University, Rostov-on-Don, Russian Federation

Vladimir A. Orlov, DSc in engineering, Professor, Professor of the Department of Water Supply and Sewage, MGSU, Moscow, Russian Federation

Andrei P. Pustovgar, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Scientific Supervisor of the Research Institute of Building Materials and Technologies, MGSU, Moscow, Russian Federation

Alexey K. Solovyov, DSc in engineering, Professor, Professor of the Department of Design of Buildings and Structures, MGSU, Moscow, Russian Federation

РЕДАКЦИОННЫЙ СОВЕТ

Теличенко Валерий Иванович, председатель, академик РААСН, первый вице-президент РААСН, д-р техн. наук, проф., проф. каф. строительства объектов тепловой и атомной энергетики, советник, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Акинтола Акинто, д-р, проф., декан Школы строительства и окружающей природной среды, проф. каф. экономики и управления строительством; член Центра по устойчивому развитию строительства, Университет Центрального Ланкашира, Престон, Соединенное Королевство Великобритании и Северной Ирландии

Беликов Виталий Васильевич, д-р техн. наук, главный научный сотрудник лаборатории гидрологии речных бассейнов, Институт водных проблем Российской академии наук, Москва, Россия

Белостоцкий Александр Михайлович, д-р техн. наук, проф., академик РААСН, научный руководитель Научно-образовательного центра компьютерного моделирования уникальных зданий, сооружений и комплексов им. А.Б. Золотова, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Ватин Николай Иванович, д-р техн. наук, проф., проф. каф. строительства уникальных зданий и сооружений, Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Санкт-Петербург, Россия

Вернер Игорь М., д-р, Ph.D., Технион — Израильский институт технологий, Хайфа, Израиль

Власов Денис Николаевич, д-р техн. наук, начальник мастерской транспортного обслуживания Научно-проектного объединения транспорта и дорог, Научно-исследовательский и проектный институт Генерального плана города Москвы, Москва, Россия

Графкина Марина Владимировна, д-р техн. наук, проф., зав. каф. экологической безопасности технических систем, Московский политехнический университет, Москва, Россия

Ерофеев Владимир Трофимович, академик РААСН, д-р техн. наук, проф., декан архитектурно-строительного факультета, зав. каф. строительных материалов и технологий, Национальный исследовательский Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарева, Саранск, Россия

Завадскас Эдмандас Каземирас, иностранный член РААСН, д-р техн. наук, проф., зав. каф. строительных технологий и управления, Вильнюсский технический университет им. Гедиминаса, Вильнюс, Литва

Ильичев Вячеслав Александрович, академик РААСН, вице-президент РААСН, академик РИА, д-р техн. наук, проф., научный руководитель, ООО «Подземпроект», Москва, Россия

Карпенко Николай Иванович, академик РААСН, д-р техн. наук, проф., зав. лабораторией проблем прочности и качества в строительстве, Научно-исследовательский инсти-

тут строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук, Москва, Россия

Ковлер Константин, д-р техн. наук, доц., Технион — Израильский институт технологий, Хайфа, Израиль

Колчунов Виталий Иванович, академик РААСН, д-р техн. наук, проф., зав. каф. уникальных зданий и сооружений, Юго-Западный государственный университет, Курск, Россия

Косицын Сергей Борисович, д-р техн. наук, проф., зав. каф. теоретической механики, Российский университет транспорта, Москва, Россия

Куприянов Валерий Николаевич, чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., проф. каф. проектирования зданий, Казанский государственный архитектурно-строительный университет, Казань, Россия

Лесовик Валерий Станиславович, чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., зав. каф. строительного материаловедения, изделий и конструкций, Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, Белгород, Россия

Мешерин Виктор, доктор-инженер, проф., проф. каф. строительных материалов строительного института, Технический университет Дрездена, Германия

Орельская Ольга Владимировна, чл.-корр. РААСН, д-р арх., проф., проф. каф. архитектурного проектирования, Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет, Нижний Новгород, Россия

Первов Алексей Германович, д-р техн. наук, проф., проф. каф. водоснабжения и водоотведения, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Пономарев Андрей Будимирович, д-р техн. наук, проф., зав. каф. строительного производства и геотехники, Пермский национальный исследовательский политехнический университет, Пермь, Россия

Сколубович Юрий Леонидович, чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., ректор, Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин), Новосибирск, Россия

Ткачев Валентин Никитович, д-р арх., проф., проф. каф. архитектуры, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Травуш Владимир Ильич, академик РААСН, д-р техн. наук, проф., заместитель генерального директора по научной работе, главный конструктор, ЗАО «Горпроект», Москва, Россия

Фардис Михаэль Н., д-р, проф., проф. и директор лаборатории конструкций строительного факультета, Университет Патраса, Патрас, Греция

Черный Роберт, д-р, проф., проф. каф. строительных материалов и химии, Чешский технический университет в Праге, Чешская Республика

EDITORIAL COUNCIL

Valery I. Telichenko, Chairman of Editorial Council, Academician of RAACS, First Vice-President of RAACS, DSc in engineering, Professor, Professor of the Department of Construction of Thermal and Nuclear Power Facilities, Advisor, MGSU, Moscow, Russian Federation

Akintola Akintoye, Dr. Eng., Professor, Dean of the School of Built and Natural Environment, Department of Construction Economics and Management; Member of the Center of Sustainable Development in Construction, University of Central Lancashire, Preston, United Kingdom of Great Britain and Northern Ireland

Vilatiy V. Belikov, DSc in engineering, Chief Researcher of the Laboratory of Water Basin Hydrology, Water Problems Institute, Russian Academy of Sciences, Moscow, Russian Federation

Aleksandr M. Belostotskiy, Doctor of Technical Sciences, Professor, Academician of the Russian Academy of Sciences, Scientific Director of the Scientific and Educational Center for Computer Modeling of Unique Buildings, Structures and Complexes named after A.B. Zolotov, MGSU, Moscow, Russian Federation

Robert Cerny, Doctor, Professor, Department of Building Materials and Chemistry, Czech Technical University in Prague, Czech Republic

Vladimir T. Erofeev, Academician of RAACS, DSc in engineering, Professor, Dean of the Faculty of Architecture and Civil Engineering, Head of the Department of Building Materials and Technologies, National Research Ogarev Mor-dovia State University, Saransk, Russian Federation

Michael N. Fardis, Doctor (Design of Buildings and Structures), Professor, Director of the Structures Laboratory of the Civil Engineering Faculty, University of Patras, Patras, Greece

Marina V. Grafkina, DSc in engineering, Professor, Head of the Department of Ecology and Safety of Engineering Systems, Moscow Polytechnic Institute, Moscow, Russian Federation

Vyacheslav A. Ilichev, Academician of RAACS, Vice-President of RAACS, Academician of Russian Engineering Academy, DSc in engineering, Professor, Scientific Director, LLC "Podzemproekt", Moscow, Russian Federation

Nikolay I. Karpenko, Academician of RAACS, Dr. Sc. Engineering, Professor, Head of the Laboratory for Problems of Strength and Quality in Construction, Research Institute of Construction Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russian Federation

Vitaliy I. Kolchunov, Academician of RAACS, DSc in engineering, Professor, Head of the Department of Unique Buildings and Structures, Southwest State University, Kursk, Russian Federation

Sergey B. Kositsin, DSc in engineering, Professor, Head of the Department of Theoretical Mechanics, Russian University of Transport, Moscow, Russian Federation

Konstantin Kovler, DSc, Associate Professor, Technion — Israel Institute of technology, Haifa, Israel

Valery N. Kupriyanov, Corresponding Member of RAACS, DSc in engineering, Professor, Department of Design of Buildings, Kazan State University of Architecture and Engineering, Kazan, Russian Federation

Valery S. Lesovik, Corresponding Member of RAACS, DSc in engineering, Professor, Head of the Department of Building Materials Science, Products and Structures, Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov, Belgorod, Russian Federation

Viktor Mescherin, Doctor-Engineer (Construction Materials), Professor, Department of Construction Materials of Construction Institute, Technical University of Dresden, Dresden, Germany

Olga V. Orelskaya, Corresponding Member of RAACS, Doctor of Architecture, Professor, Department of Architectural Design, Nizhny Novgorod State University of Architecture and Civil Engineering, Nizhny Novgorod, Russian Federation

Alexey G. Pervov, DSc in engineering, Professor of the Department of Water Supply and Sewage, MGSU, Moscow, Russian Federation

Andrey B. Ponomarev, DSc in engineering, Professor, Head of the Department of Construction Production and Geotechnics, Perm National Research Polytechnic University, Perm, Russian Federation

Yuri L. Skolubovich, Corresponding Member of RAACS, DSc in engineering, Professor, Rector, Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin), Novosibirsk, Russian Federation

Valentin N. Tkachev, DSc Architecture, Professor, Department of Architecture, Moscow, Russian Federation

Vladimir I. Travush, Academician of RAACS, DSc in engineering, Professor, Deputy Director General on Research Work, Chief Designer, "Gorproekt" CJSC, Moscow, Russian Federation

Nikolay I. Vatin, DSc in engineering, Professor, Professor of the Construction of Unique Buildings and Structures, Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Saint-Petersburg, Russian Federation

Igor' M. Verner, Ph.D. (Design Automation Systems (branch-wise)), Technion — Israel Institute of technology, Haifa, Israel

Denis N. Vlasov, DSc in engineering, Head of the Transport Service Workroom of Scientific and Design Association of Transport and Roads, Research and Project Institute of General Planning for the city of Moscow, Moscow, Russian Federation

Edmundas K. Zavadskas, International Member of RAACS, Dr. Sc. Engineering, Professor, Head of the Department of Construction Technologies and Management, Vilnius Gediminas Technical University, Vilnius, Lithuania

СТРОИТЕЛЬСТВО: НАУКА И ОБРАЗОВАНИЕ

Том 13 Выпуск 4 (50)

Москва

НИУ МГСУ

СОДЕРЖАНИЕ

CONTENT

ИННОВАЦИИ И ФУНДАМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНОЙ НАУКИ И ПРОИЗВОДСТВА

**М.Г. Ковалев, В.А. Какуша, О.А. Корнев, Д.А. Мельников,
М.В. Федоров, Д.В. Зайцев, П.Д. Капырин**
Длительная прочность полиэфирных композиционных
труб большого диаметра 6

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ. ТЕХНОЛОГИЯ И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ И ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ

П.Н. Недвига, А.А. Кукина, М.А. Тачков
Оптимизация конструктивных расчетов свайного поля
на основе данных статического зондирования 19
Д.Ю. Шерстнёв, Ю.В. Брянская
Исследование гидродинамического воздействия
на неравномерно заглубленный трубопровод
в проницаемом дне 49
А.Г. Абовян, А.С. Марутян, Г.А. Абовян
Экспериментальное исследование динамических
характеристик точечно опертых квадратных плит 63
А.С. Дворцова, А.Ю. Ушаков
Перспектива применения CLT-панелей в многоэтажном
строительстве 75

ИНФОРМАЦИОННЫЕ СИСТЕМЫ И ЛОГИСТИКА В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

А.О. Рыбакова, С.А. Жукова
Анализ средств группировки элементов для разработки
ТИМ-модулей в Renga 83

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ

А.В. Танасогло, И.М. Гаранжа, С.Р. Федорова
Методика определения расчетных длин элементов
перекрестной решетки стальных опор воздушных
линий электропередачи 95

ИНЖЕНЕРНЫЕ СИСТЕМЫ. ЭКСПЛУАТАЦИЯ ЗДАНИЙ. ПРОБЛЕМЫ ЖКК. ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНОСТЬ И ЭНЕРГОСБЕРЕЖЕНИЕ. БЕЗОПАСНОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. ЭКОЛОГИЯ

В.П. Хоменко
Предотвращение негативных социальных
и экологических последствий развития
суффозионных процессов 112
М. Альшраидех, И.А. Енговатов, А.А. Морозенко
Анализ методов идентификации и ранжирование
рисков на жизненном цикле АЭС 128
П.М. Жук
Экологическая токсичность по жизненному циклу
строительных материалов 142

INNOVATIONS AND FUNDAMENTAL RESEARCH OF CONSTRUCTION SCIENCE AND PRODUCTION

**M.G. Kovalev, V.A. Kakusha, O.A. Kornev, D.A. Melnikov,
M.V. Fedorov, D.V. Zaitsev, P.D. Kapyrin**
Long-term durability of large-diameter polyester composite
pipes 6

BUILDING STRUCTURES. SOILS AND FOUNDATIONS. TECHNOLOGY AND ORGANIZATION OF CONSTRUCTION. DESIGNING OF BUILDINGS AND CONSTRUCTIONS. ENGINEERING SURVEY AND INSPECTION OF BUILDINGS

P.N. Nedviga, A.A. Kukina, M.A. Tachkov
Optimization of pile field structural calculations
based on CPT data 19
D.Yu. Sherstnev, Yu. V. Bryanskaya
Investigation of hydrodynamic impact
on an unevenly buried pipeline in a permeable
bottom 49
A.G. Abovyan, A.S. Marutyan, G.A. Abovyan
Oscillations of point-supported square
slabs 63
A.S. Dvortsova, A.Yu. Ushakov
Perspective of CLT-panels application in multi-storey
construction 75

INFORMATION SYSTEMS AND LOGISTICS IN CONSTRUCTION

A.O. Rybakova, S.A. Zhukova
Analysing element grouping tools for Renga BIM modules
development 83

STRUCTURAL MECHANICS AND STRUCTURAL ANALYSIS

A.V. Tanasoglo, I.M. Garanzha, S.R. Fedorova
Methodology for determining the design lengths
of cross-grid elements of steel supports of overhead
transmission lines 95

ENGINEERING SYSTEMS. EXPLOITATION OF BUILDINGS. PROBLEMS OF HOUSING AND COMMUNAL COMPLEX. ENERGY EFFICIENCY AND ENERGY SAVING. SAFETY OF BUILDINGS AND STRUCTURES. ECOLOGY

V.P. Khomenko
Prevention of negative social
and environmental consequences
of suffosion 112
M. Alshraideh, I.A. Engovatov, A.A. Morozenko
Analysing methods of risk identification and ranking
in the life cycle of nuclear power plants 128
P.M. Zhuk
Ecological toxicity through the life cycle
of building materials 142

ИННОВАЦИИ И ФУНДАМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНОЙ НАУКИ И ПРОИЗВОДСТВА

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 696.133:678

DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.1

Длительная прочность полиэфирных композиционных труб большого диаметра

Михаил Германович Ковалев¹, Владимир Анатольевич Какуша¹,
Олег Александрович Корнев¹, Денис Александрович Мельников²,
Максим Владимирович Федоров¹, Данил Васильевич Зайцев¹,
Павел Дмитриевич Капырин¹

¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный
университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия;

²Новые трубные технологии (НТТ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Рассмотрены коэффициенты релаксации и ползучести, долговременная предельная деформация изгиба при длительном воздействии влаги и химически активной среды (10 000 ч) канализационных труб.

Материалы и методы. Использовали канализационные трубы диаметром 400, 1200 и 1400 мм, изготовленные из полиэфирных стеклопластиков. К образцу с постоянной скоростью прикладывали сжимающую нагрузку до достижения удельной кольцевой деформации $3,0 \pm 0,5$ % за 60 ± 10 с. Полученную удельную кольцевую деформацию поддерживали постоянной в течение 2 мин, по прошествии этого времени определяли и фиксировали сжимающую нагрузку и кольцевую деформацию. Сущность метода заключается в нагружении образца для испытаний, расположенного горизонтально и погруженного в воду, при заданной температуре диаметрально сжимающей нагрузкой на время, в течение которого кольцевая деформация остается постоянной. Нагрузку измеряют через заданные промежутки времени до достижения 10 000 ч. По результатам испытаний определяют долговременную удельную кольцевую жесткость и коэффициент релаксации при воздействии влаги в соответствии с ГОСТ Р 57008–2016. Для испытания используют два образца, если иное не установлено в нормативном документе. Долговременная удельная кольцевая жесткость и коэффициент релаксации являются средним арифметическим, полученным для двух образцов.

Результаты. Установлено, что эксплуатационные характеристики (долговременная предельная деформация изгиба, коэффициенты релаксации и ползучести при воздействии влаги) исследованных канализационных труб определяются удельной кольцевой жесткостью и их диаметром. Для полиэфирных труб с начальной кольцевой жесткостью 5000 Н/м² повышение их диаметра с 400 до 1400 мм приводит к линейному росту коэффициента релаксации (с 0,79 до 0,96) и снижению долговременной предельной деформации изгиба (с 0,84 до 0,75 %) при воздействии влаги в течение 10 000 ч.

Выводы. Долговечность исследованных канализационных труб из полиэфирных стеклопластиков превышает 50 лет.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: диаметр, канализационные трубы, кольцевая жесткость, коэффициенты ползучести и релаксации, полиэфирные стеклопластики, предельные деформации изгиба, агрессивная среда

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Ковалев М.Г., Какуша В.А., Корнев О.А., Мельников Д.А., Федоров М.В., Зайцев Д.В., Капырин П.Д. Длительная прочность полиэфирных композиционных труб большого диаметра // Строительство: наука и образование. 2023. Т. 13. Вып. 4. Ст. 1. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.1

Автор, ответственный за переписку: Олег Александрович Корнев, i@okornev.ru.

Long-term durability of large-diameter polyester composite pipes

Mikhail G. Kovalev¹, Vladimir A. Kakusha¹, Oleg A. Kornev¹, Denis A. Melnikov²,
Maxim V. Fedorov¹, Danil V. Zaitsev¹, Pavel D. Kapyrin¹

¹Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU);
Moscow, Russian Federation;

²New Pipe Technologies; Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. The paper deals with relaxation and creep coefficients, long-term ultimate bending deformation under long-term exposure to moisture and chemically active environment (10,000 hours) of sewer pipes.

Materials and methods. 400, 1,200 and 1,400 mm diameter sewer pipes made of glass-reinforced polyester. A compressive load was applied to the specimen at a constant rate until a specific annular strain of $(3.0 \pm 0.5) \%$ was achieved in (60 ± 10) s. The obtained specific annular strain was kept constant for 2 minutes, after this time the compressive load and annular strain were determined and recorded. The essence of the method is to load a test specimen, placed horizontally and immersed in water, at a given temperature, with a diametrically compressive load for a time during which the annular strain remains constant. The load is measured at specified intervals until 10,000 h is reached. According to the test results, the long-term specific annular stiffness and relaxation coefficient under the influence of moisture are determined in accordance with the methodology of GOST R 57008–2016. Two specimens shall be used for testing, unless otherwise specified in the normative document. Long-term specific ring stiffness and relaxation coefficient are the arithmetic mean obtained for two specimens.

Results. It was found that the performance characteristics (long-term ultimate bending deformation, relaxation and creep coefficients when exposed to moisture) of the investigated sewer pipes are determined by the specific ring stiffness and their diameter. For polyester pipes with initial ring stiffness of 5,000 N/m² increasing their diameter from 400 to 1,400 mm leads to linear increase of relaxation coefficient (from 0.79 to 0.96) and decrease of long-term ultimate bending strain (from 0.84 to 0.75 %) when exposed to moisture during 10,000 hours.

Conclusions. The durability of the investigated sewer pipes made of glass-reinforced polyester exceeds 50 years.

KEYWORDS: sewer pipes, ring stiffness, creep and relaxation coefficients, glass-reinforced polyester

FOR CITATION: Kovalev M.G., Kakusha V.A., Kornev O.A., Melnikov D.A., Fedorov M.V., Zaitsev D.V., Kapyrin P.D. Long-term durability of large-diameter polyester composite pipes. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2023; 13(4). URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.

Corresponding author: Oleg A. Kornev, i@okornev.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Трубы из стеклонаполненных полимерных материалов на основе реакционноспособных олигомеров (PCO) широко используются в химической, нефтегазовой и аэрокосмической промышленности, судостроении и мелиорации, гидротехнике и строительной индустрии для транспортировки энергоносителей и агрессивных жидкостей (водных растворов различных химических соединений), жирных пищевых продуктов и хозяйственно-бытовых отходов, промышленных и ливневых стоков, питьевой, морской и технической воды. Это обусловлено, прежде всего, низкой плотностью, высокими химической стойкостью и физико-механическими характеристиками труб из стеклонаполненных полимеров, длительным сроком их эксплуатации [1–5]. Кроме того, они обладают низкой теплопроводностью, что снижает на 30–50 % теплопотери относительно высокой теплостойкостью, позволяющей транспортировать жидкости с температурой до 135 °С, высокой степенью герметичности и надежности, гидравлическим сопротивлением (на 25–30 % ниже, чем у стальных труб). При их эксплуатации отсутствует зарастание внутренних поверхностей труб отложениями из-за гладкой поверхности, они быстро и легко монтируются, а их долговечность превышает 50 лет [6, 7].

Эксплуатационные свойства полимерных композиционных труб во многом зависят от номинального диаметра (DN), начальной удельной кольцевой жесткости (SN) и вида используемого для их производства связующего. Чаще всего для их производства применяют полиэфирные или эпоксидные смолы. Для устройства напорной и безнапорной канализации, дренажа, водопропускных систем и водоснабжения используют композитные трубы и детали трубопроводов из стеклопластиков на ос-

нове промышленных марок полиэфирных смол^{1, 2}. Трубы и детали трубопроводов из полиэфирных стеклопластиков с номинальным диаметром от 300 до 3000 мм эксплуатируются при рабочем давлении до 3,2 МПа при температуре среды от –50 до +50 °С. Проектирование и монтаж подземных трубопроводов водоснабжения и канализации из стеклопластиковых труб регламентируют соответственно СП 40-104³ и СП 40-105⁴. Методы синтеза, свойства и области применения полиэфирных смол детально рассмотрены в работах [8, 9].

Производство композиционных труб длиной 6 и 12 м на основе PCO осуществляют следующими методами:

1. Намоткой (навивкой) пропитанного связующим стекловолокна на металлическую поверхность формообразующей технологической оправки формы с последующим его отверждением. Намотка обеспечивает высокое качество внутренней поверхности композитной трубы за счет ее формирования на наружной поверхности оправки. Для повышения плотности, снижения стоимости и пористости композитов стекловолокно используют в сочетании с кварцевым песком.

2. Центробежным формованием (в том числе из препрега) на внутреннюю поверхность тех-

¹ ТУ 22.21.21-004-99675234–2019. Трубы, соединительные элементы и детали трубопроводов для канализации, водотока и дренажа из реактопластов, армированных стекловолокном, изготовленные по технологии «НТТ».

² СТО 99675234.001–2020. Трубы и детали трубопроводов водопропускные «НТТ ДОР» из реактопластов, армированных стекловолокном. Технические условия. 2020. 122 с.

³ СП 40-104–2001. Проектирование и монтаж подземных трубопроводов водоснабжения из стеклопластиковых труб.

⁴ СП 40-105–2001. Проектирование и монтаж подземных трубопроводов канализации из стеклопластиковых труб.

нологической оправки, что позволяет получать трубы с высокой точностью внешнего диаметра (до 0,1 мм).

3. Пултрузией (протяжкой) через зазоры между наружной и внутренней поверхностями оправки. Однако этим методом пултрузии сложно реализовать кольцевое армирование труб и производить композитные трубы больших диаметров.

4. Экструзией связующего, наполненного рубленными стекловолокном и кварцевым песком. Этот метод используют в основном при применении в качестве связующих термопластичных полимеров (полиэтилена или полипропилена).

ООО «Новые трубные технологии» (ООО «НТТ») производит канализационные полиэфирные композиционные трубы и фасонные детали методом непрерывной намотки различных видов стеклорвинга, наполненных кварцевым песком и пропитанных полиэфирным связующим. Композиционные трубы состоят из трех слоев:

1. Внутренний (лайнерный) — защитный герметизирующий слой на основе химически стойкой полиэфирной смолы, наполненной стекловолокном.

2. Структурный слой (несущая оболочка) на основе полиэфирных связующих, наполненных стекловолокном и кварцевым песком с размером частиц менее 1 мм.

3. Наружный слой — полиэфирные связующие, наполненные стекловолокном. Указанные полиэфирные композиционные трубы компания ООО «НТТ» производит в соответствии с требованиями ТУ 22.21.21-004-99675234–2019¹ и СТО 99675234.001–2020² в двух вариантах:

- обычном — для подземной прокладки;
- специальном — для открытой (надземной) прокладки.

Во втором случае в состав связующего дополнительно вводят различные пигменты и светостабилизаторы. Основные физико-механические

свойства канализационных труб из полиэфирного стеклопластика приведены в табл. 1. При производстве указанных труб соотношение связующее/стекловолокно составляет 40/60 мас. %, а соотношение связующее/стекловолокно/кварцевый песок равно 34–35/12–66/0–54 мас. %. При этом степень отверждения полиэфирного связующего превышает 98 % [10–15].

Учитывая широкое применение в современном строительстве полиэфирных композиционных труб, представлялось целесообразным оценивать влияние номинального диаметра и начальной удельной кольцевой жесткости на значение долговременной удельной кольцевой жесткости при релаксации и ползучести, коэффициентов релаксации и ползучести, а также долговременной предельной деформации изгиба при воздействии влаги и агрессивной среды.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

В качестве объектов исследования использовали трубную продукцию ООО «Новые трубные технологии – Пересвет» — канализационные трубы на основе полиэфирных стеклопластиков марки СК/НПС-К, соответствующие требованиям ТУ 22.21.21-004-99675234–2019 [5] с номинальным диаметром 400, 1200 и 1400 мм с номинальной жесткостью 5000 Н/м². Условные обозначения канализационных труб: Ду 400-0,6-5000, Ду 1200-0,6-5000, Ду 1400-0,6-5000. Толщина стенки исследованных труб колеблется в пределах от 6,6 до 22,0 мм.

Физико-механические характеристики трубопроводов из полиэфирных стеклопластиков определяли в соответствии с требованиями действующих ГОСТ:

- начальную удельную кольцевую жесткость по ГОСТ Р 55071–2012 (метод Б)⁵;

⁵ ГОСТ Р 55071–2012. Трубы и детали трубопроводов из реактопластов, армированных стекловолокном. Методы испытаний. Определение начальной удельной кольцевой жесткости.

Табл. 1. Физико-механические свойства материала стенок полиэфирной стеклопластиковой трубы [15]

Наименование показателя	Значение
Плотность, кг/м ³	1700–1900
Предел прочности при растяжении, МПа, в окружном направлении в осевом направлении	150–440 55–85
Окружной модуль упругости при растяжении, МПа	10 000–29 000
Осевой модуль упругости при растяжении, МПа	3800–5500
Окружной модуль упругости при изгибе, МПа	3800–5500
Коэффициент линейного теплового расширения, 1/°C	2,5 · 10 ⁻⁵
Коэффициент Пуассона окружность/ось, ν_{hl} ось/окружность, ν_{lh}	0,08–0,10 0,23–0,25
Показатель твердости внутренней и наружной поверхностей по Барколу (изофталева, ортофталева и винилэфирная смола), не менее	40
Шероховатость внутренней стенки, мкм, не более	25
Абсолютная шероховатость внутренней поверхности стенок, мкм, не более	50

- долговременную удельную кольцевую жесткость при релаксации и расчет коэффициентов релаксации при воздействии влаги в течение 10 000 ч по ГОСТ Р 57008–2016⁶, нагрузку прикладывали до достижения расчетной деформации, равной 0,40 %;

- долговременную удельную жесткость при ползучести и коэффициенты ползучести при воздействии влаги в течение 10 000 ч по ГОСТ 34643–2020⁷, нагрузку прикладывали до достижения расчетной деформации, равной 0,17 %;

- долговременные предельные деформации изгиба и долговременную предельную относительную деформации при воздействии влаги по ГОСТ 34647–2020⁸;

⁶ ГОСТ Р 57008–2016. Трубы и детали трубопроводов из реактопластов, армированных стекловолокном. Метод определения долговременной удельной кольцевой жесткости при релаксации и коэффициента релаксации при воздействии влаги.

⁷ ГОСТ 34643–2020. Трубы и детали трубопроводов из реактопластов, армированных стекловолокном. Метод определения долговременной удельной кольцевой жесткости при ползучести и коэффициента ползучести при воздействии влаги или в сухих условиях.

⁸ ГОСТ 34647–2020. Трубы и детали трубопроводов из реактопластов, армированных стекловолокном. Метод определения долговременной предельной деформации изгиба и долговременной предельной относительной кольцевой деформации при воздействии влаги.

- химическую стойкость внутренней поверхности в условиях нагружения по ГОСТ 34644–2020⁹. В качестве химической среды применялся раствор с содержанием 0,5 моль/л серной кислоты.

Метод определения долговременной удельной кольцевой жесткости при релаксации и расчет коэффициентов релаксации при действии влаги в течение 10 000 ч (ГОСТ Р 57008–2016⁶) состоит в нагружении образцов труб вертикальной сжимающей нагрузкой, погруженных в воду с pH = 6,7, и температурой 23 ± 2 °С. Нагрузку измеряли через заданные промежутки времени до достижения 10 000 ч.

Схема установки и собранная установка для определения указанных показателей приведены на рис. 1, 2.

Образец трубы и нагружающая рама образуют замкнутую систему тел, на которую действуют гидростатические эффекты, не оказывающие влияния на приложенную к образцу нагрузку. Установка для испытаний на сжатие канализационных труб обеспечивает сжатие погруженного в воду образца с постоянной скоростью перемещения и измерение нагрузки с погрешностью не более ± 1 % от измеряемой величины.

Для исключения влияния трения на прилагаемое усилие в нагружающих площадках были предварительно просверлены сквозные отверстия диаметром 16 мм, обеспечивающие необходимый

⁹ ГОСТ 34644–2020. Трубы и детали трубопроводов из реактопластов, армированных стекловолокном. Методы определения химической стойкости внутренней поверхности в условиях нагружения.

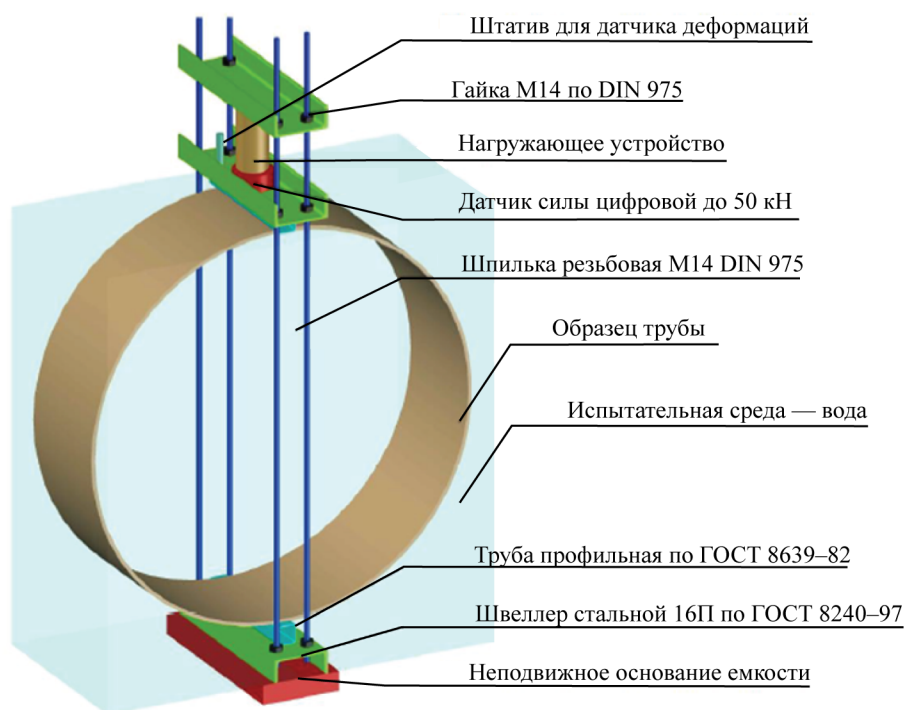


Рис. 1. Схема установки для определения показателей



Рис. 2. Образцы труб, установленные в пространство лотка, заполненного водой

технологический зазор между стержнем с резьбой и нагружающими площадками.

Для измерения нагрузки, приложенной к образцу трубы, с погрешностью не более $\pm 1\%$ использовали цифровой тензодатчик сжатия мембранного типа Тензо-М М50-С3 со степенью защиты оболочки IP68 — защита при полном и длительном погружении в воду на глубину до 1 м. Показания тензодатчика регистрировались при помощи портативного цифрового регистратора ТС-32К, оснащенного интервальным таймером, встроенной памятью и интерфейсом для управления с компьютера, позволяющего собирать и передавать данные с 20 различных каналов. Емкость, наполненная водой с pH 6,7, представляет собой глубоководный длинноволновой лоток шириной 1,6 м, глубиной 1,8 м и длиной 90 м. Для достижения расчетной деформации ϵ_p в течение 3 мин при нагружении образца трубы использовали домкрат пневматический Сивик В-690 140-400 мм. Для измерения длины, диаметра и толщины стенки использовали штангенциркуль цифровой с глубиномером (ГОСТ 166–89), линейку измерительную металлическую (ГОСТ 427–75) и рулетку измерительную металлическую (ГОСТ 7502–98). Перед погружением образцов труб в воду по их наружной поверхности наносили по окружности трубы с шагом 60° прямые линии, выполняющие роль опорных

линий, и измеряли следующие геометрические параметры образца:

- длина L , м, каждого образца вдоль опорной линии с погрешностью $\pm 1\%$;
- толщина стенки образца с каждой стороны опорных линий с погрешностью не более $\pm 0,2\%$;
- внешний диаметр $d_{\text{ср}}$, м, посередине между каждой парой противоположных опорных линий с погрешностью $\pm 0,5\%$. Перед проведением испытаний образцы труб кондиционировались в течение 96 ч при температуре $23 \pm 2\text{ }^\circ\text{C}$ и относительной влажности $50 \pm 10\%$ [16–20].

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Основные эксплуатационные характеристики исследованных канализационных труб марки СК/4ПС-К из полиэфирных стеклопластиков, использованных в работе, представлены в табл. 2 и на рис. 3, 4. Анализ данных табл. 2, рис. 3, 4 показал, что при номинальной жесткости 5000 Н/м² увеличение диаметра канализационных труб с 400 до 1400 мм приводит к линейному росту коэффициента релаксации (с 0,79 до 0,96) и снижению долговременной продольной деформации изгиба при воздействии влаги (с 0,84 до 0,75 %) и химической среды (с 0,81 до 0,64 %) в течение 10 000 ч. При этом коэффициент ползучести при воздействии влаги практически не зависит от номинального диаметра канализационных труб. Долговременная продольная деформация изгиба труб в агрессивной среде меньше, чем в обычной воде. Это обусловлено различной химической стойкостью полиэфирных связующих к действию воды и агрессивных сред.

Полученные данные в результате долгосрочных испытаний канализационных труб продемонстрировали, что они могут эксплуатироваться в течение более 50 лет, а по своим эксплуатационным характеристикам соответствуют требованиям ГОСТ Р ИСО 10467–2013¹⁰.

¹⁰ ГОСТ Р ИСО 10467–2013. Трубопроводы из армированных стекловолокном термореактопластов на основе ненасыщенных полиэфирных смол для напорной и безнапорной канализации и дренажа. Общие технические требования.

Табл. 2. Нормируемые показатели для канализационных труб, полученные в результате испытаний

Показатели	Вид канализационной трубы		
	Ду 400-0,6-5000	Ду 1200-0,6-5000	Ду 1400-0,6-5000
Начальная удельная кольцевая жесткость, Н/м ²	5800	5350	5750
Коэффициент релаксации при воздействии влаги в течение 10 000 ч	0,79	0,92	0,96
Коэффициент ползучести при воздействии влаги в течение 10 000 ч	0,81	0,85	0,81
Долговременная предельная деформация изгиба при воздействии влаги, %	0,84	0,77	0,75
Долговременная предельная деформация изгиба при химической среде, %	0,81	0,65	0,64

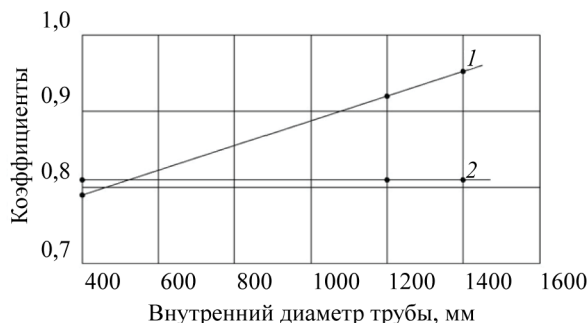


Рис. 3. Зависимость коэффициентов релаксации (1) и ползучести (2) от диаметра стеклопластиковой трубы

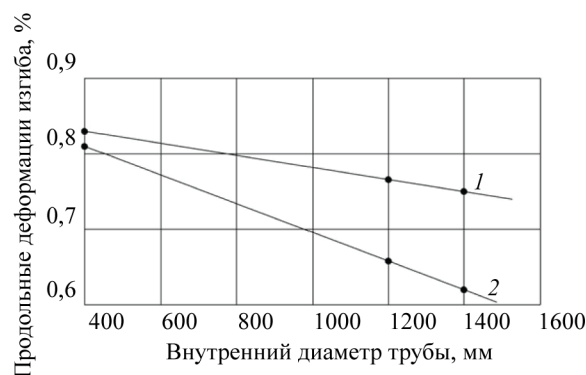


Рис. 4. Зависимость долговременной продольной деформации изгиба при воздействии влаги (1) и химической среды (2) от диаметра стеклопластиковой трубы

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основании проведенных экспериментальных исследований установлено, что коэффициенты релаксации и ползучести, долговременная предельная деформация изгиба при воздействии влаги в течение 10 000 ч определяются диаметром трубы и ее начальной удельной кольцевой жесткостью. С ростом диаметра канализационных труб коэффициенты

релаксации и ползучести возрастают. В то же время долговременная предельная деформация изгиба канализационных труб с начальной удельной кольцевой жесткостью 5000 Н/м² при воздействии влаги в течение 10 000 ч снижается с ростом их диаметра. Расчет долговечности исследованных канализационных труб из полиэфирных стеклопластиков показал, что срок эксплуатации превышает 50 лет.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

- Кушнир С.Я., Горковенко А.И., Гербер А.Д., Игнатко В.М. Прочностные характеристики стеклопластиковых труб и потеря устойчивости трубопроводов // Известия высших учебных заведений. Нефть и газ. 2003. № 3 (39). С. 58–63. EDN TGFXXD.
- Байбурова М.М., Файзрова И.Н. Оценка прочностных характеристик стеклопластиковых труб в областях смешанного напряженного состояния // Вестник Казанского государственного технического университета им. А.Н. Туполева. 2011. № 2. С. 17–19. EDN NWEEGF.
- Бутовка А.Н., Строганов Н.В. Исследование прочностных характеристик стеклопластиковых труб на основе стекловолокна и эпоксидного связующего при различных условиях эксплуатации // Трубопроводный транспорт: теория и практика. 2017. № 6 (64). С. 38–40. EDN ZWUGYH.
- Мельников Д.А., Иванов С.В., Антошин В.А., Албагачиев А.Ю. Исследование упруго-прочностных характеристик стеклопластиковых труб для микротоннелирования при осевом сжатии // Композиты и наноструктуры. 2022. Т. 14. № 1 (53). С. 48–59. EDN WESLUL.
- Мельников Д.А., Иванов С.В., Антошин В.А. Стеклокомпозитные трубы и изделия из них: заданное сочетание эксплуатационных и технологических свойств // Наилучшие доступные технологии водоснабжения и водоотведения. 2020. № 6. С. 22–23. EDN GVVBOI.
- Бьёркланд И. Пластмассовые трубы, их характеристики и области применения. М. : NPG, 2000. 116 с.
- Лопатина А.А., Сазонова С.А. Анализ технологий укладки труб // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2016. Т. 7. № 1. С. 93–111. DOI: 10.15593/2224-9826/2016.1.12. EDN VPZUXZ.
- Седов Л.Н., Михайлова З.В. Ненасыщенные полиэфир. М. : Химия, 1977. 231 с.
- Пот У. Полиэфир и алкидные смолы. М. : Пэйн-Медиа, 2009. 232 с.
- Гуняев Г.М. Структура и свойства полимерных волокнистых композитов. М. : Химия, 1981. 230 с.
- Антошин В.А., Мельников Д.А., Иванов С.В., Албагачиев А.Ю. Определение долговременных прочностных свойств стеклокомпозитных труб для расчета срока эксплуатации // Фундаментальные исследования и инновационные технологии в машиностроении : науч. тр. VII Междунар. науч. конф. 2021. С. 31–33. EDN FBBSY.
- Мельников Д.А., Ильичев А.В., Вавилова М.И. Сравнение стандартов для проведения механических испытаний стеклопластиков на сжатие // Труды ВИАМ. 2017. № 3 (51). С. 6. DOI: 10.18577/2307-6046-2017-0-3-6-6. EDN YGASIX.
- Мельников Д.А., Албагачиев А.Ю., Антошин В.А., Иванов С.В. Определение коэффициентов запаса прочности конструкции стеклокомпозитных

труб для микротоннелирования // Фундаментальные исследования и инновационные технологии в машиностроении : науч. тр. VII Междунар. науч. конф. 2021. С. 166–168. EDN YPHBMK.

14. Тарнопольский Ю.М., Кинцис Т.Я. Методы статических испытаний армированных пластиков. 2-е изд., перераб. М. : Химия, 1975. 263 с.

15. Мэллой Р.А. Конструирование пластмассовых изделий для литья под давлением. СПб. : Профессия, 2006. С. 30, 81, 82.

16. Бобович Б.Б. Неметаллические конструкционные материалы. М. : МГИУ, 2009. С. 6, 28, 55. EDN QNERBN.

17. Язубов Э.З. Композиционно-волоконистые трубы в нефтегазовом комплексе. М. : ЦентрЛит-НефтеГаз, 2008. С. 86–87, 103. EDN QNVDFG.

18. Михайлин Ю.А. Термоустойчивые полимеры и полимерные материалы. СПб. : Профессия, 2006. С. 56–58. EDN QNEHJZ.

19. Кулезнева В.К., Гусева В.К. Технологии переработки полимеров. М. : Химия, 2004. С. 94, 281, 355.

20. Калинин В.А. Технология производства ракетных двигателей твердого топлива. М. : Изд-во МГТУ им. Н.Э. Баумана, 2011. С. 63, 98, 118.

Поступила в редакцию 1 марта 2023 г.

Принята в доработанном виде 12 июля 2023 г.

Одобрена для публикации 24 июля 2023 г.

ОБ АВТОРАХ: Михаил Германович Ковалев — ведущий инженер Научно-исследовательского института экспериментальной механики; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ);** 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; KovalevMG@mgsu.ru;

Владимир Анатольевич Какуша — заведующий лабораторией испытаний строительных конструкций материалов и изделий; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ);** 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; KakushaVA@mgsu.ru;

Олег Александрович Корнев — заместитель директора Научно-исследовательского института экспериментальной механики; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ);** 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; i@okornev.ru;

Денис Александрович Мельников — заместитель директора Дирекции инжиниринга и проектных работ; **Новые Трубные Технологии (НТТ);** 129110, г. Москва, ул. Щепкина, д. 53/4с1, melnikov@ntt.su;

Максим Владимирович Федоров — заведующий лабораторией натурных испытаний; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ);** 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; FedorovMV@mgsu.ru;

Данил Васильевич Зайцев — заместитель заведующего лабораторией натурных испытаний; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ);** 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; dannil5@mail.ru;

Павел Дмитриевич Капырин — кандидат технических наук, доцент кафедры механизации, автоматизации и роботизации строительства; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ);** 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; kapyrin@mgsu.ru.

Вклад авторов:

Ковалев М.Г. — обработка результатов исследования.

Какуша В.А. — организация и проведение экспериментальных исследований, проектирование установки для исследования, обработка результатов исследования.

Корнев О.А. — руководство проектом, проектирование оснастки.

Мельников Д.А. — научное редактирование текста.

Федоров М.В. — испытания строительных материалов и изделий натуральных размеров, разработка способов нагружения и передачи нагрузок на образцы, обработка результатов испытаний.

Зайцев Д.В. — организация и проведение экспериментальных исследований, проектирование установки для исследований, обработка результатов исследования.

Капырин П.Д. — обработка результатов исследования.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

INTRODUCTION

Pipes made of glass-filled polymer materials based on reactive oligomers are widely used in chemical, oil

and gas and aerospace industries, shipbuilding and land reclamation, hydraulic engineering and construction industry for transportation of energy carriers, and ag-

gressive liquids (aqueous solutions of various chemical compounds), oily food products and household waste, industrial and storm water drains, drinking, sea and technical water. This is due, first of all, to low density, high chemical resistance and physical and mechanical characteristics, pipes made of glass-filled polymers, long service life [1–5]. In addition, they have low thermal conductivity, which reduces heat losses by 30–50 %, relatively high heat resistance, allowing to transport liquids with temperatures up to 135 °C, high degree of tightness and reliability, hydraulic resistance (25–30 % lower than that of steel pipes). During their operation, there is no overgrowth of deposits on the internal surfaces of pipes due to their smooth surface, they are quickly and easily installed, and their durability exceeds 50 years [6, 7].

The performance of polymer composite pipes depends largely on the nominal diameter (DN), the initial specific ring stiffness (SN) and the type of binder used for their production. Most often polyester or epoxy resins are used for their production. For pressure and non-pressure sewerage, drainage, culverts and water supply composite pipes and pipeline parts made of fibreglass plastics based on industrial grades of polyester resins are used^{1,2}. Pipes and parts of pipelines from glass-reinforced polyester with nominal diameter from 300 to 3,000 mm are operated at working pressure up to 3.2 MPa at medium temperature from –50 to +50 °C. Design and installation of underground water supply and sewerage pipelines made of GRP pipes are regu-

lated by SP 40-104³ and SP 40-105⁴ respectively. Synthesis methods, properties and applications of polyester resins are discussed in detail in [8, 9].

Production of composite pipes with lengths of 6 and 12 m based on reactive oligomers is carried out by the following method:

1. By winding (coiling) the glass roving impregnated with the binder on the metal surface of the mould-forming technological mandrel of the mould with its subsequent curing. Winding provides high quality of the inner surface of the composite pipe due to its formation on the outer surface of the mandrel. To increase density, reduce cost and porosity of composites glass fibre is used in combination with quartz sand.

2. Centrifugal moulding (including prepreg) onto the inner surface of the processing mandrel, which allows to produce pipes with high accuracy of the outer diameter (up to 0.1 mm).

3. Pultrusion (pulling) through the gaps between the outer and inner surfaces of the mandrel. However, it is difficult to realize annular reinforcement of pipes by this pultrusion method and to produce composite pipes of large diameters.

4. Extrusion of a binder filled with chopped glass fibre and silica sand. This method is mainly used when thermoplastic polymers (polyethylene or polypropylene) are used as binders.

New Pipe Technologies (NTT LLC) produces sewer polyester composite pipes and fittings by continuous winding of various types of glass roving filled with silica sand and impregnated with polyester binder. Composite pipes consist of three layers:

1. Inner (liner) layer — protective sealing layer based on chemically resistant polyester resin filled with glass fibre.

³ SP 40-104–2001. Design and installation of underground water supply pipelines made of fiberglass pipes.

⁴ SP 40-105–2001. Design and installation of underground sewer pipelines made of fiberglass pipes.

¹ TU 22.21.21-004-996752342019. Pipes, connecting elements and details of pipelines for sewerage, drainage and drainage made of fiberglass reinforced thermoplastics manufactured using NTT technology.

² STO 99675234.001–2020. Pipes and pipeline parts are culverts “NTT DOR” made of fiberglass reinforced thermoplastics. Technical conditions. 2020; 122.

Table 1. Physical and mechanical properties of glass-reinforced polyester pipe wall material [15]

Name of indicator	Significance
Density, kg/m ³	1,700–1,900
Tensile strength, MPa in circumferential direction axially	150–440 55–85
Circumferential tensile modulus of elasticity, MPa	10,000–29,000
Axial tensile modulus of elasticity, MPa	3,800–5,500
Bending circumferential modulus of elasticity, MPa	3,800–5,500
Coefficient of linear thermal expansion, 1/°C	2.5–10 ^{–5}
Poisson's ratio circle/axis, <i>ν_{hl}</i> Axis/circle, <i>ν_{lh}</i>	0.08–0.10 0.23–0.25
Hardness index of inner and outer surfaces according to Barkol (isophthalic, orthophthalic and vinylester resin), not less than	40
Roughness of the inner wall, μm, not more	25
Absolute roughness of the inner surface of the walls, μm, not more	50

2. Structural layer (bearing shell) based on polyester binders filled with glass fibre and quartz sand with particle size less than 1 mm.

3. Outer layer — polyester binders filled with glass fibre. The specified polyester composite pipes are manufactured by NTT LLC in accordance with the requirements of TU 22.21.21-004-99675234–2019¹ and STO 99675234.001–2020² in two variants:

- conventional — for underground installation;
- special — for open (aboveground) laying.

In the second case, various pigments and light stabilizers are additionally added to the binder composition. The main physical and mechanical properties of sewer pipes made of polyester fibreglass are given in Table 1. At manufacture of the specified pipes the ratio of binder/glass fibre is 40/60 wt. %, and the ratio of binder/glass fibre/quartz sand is equal to 34–35/12–66/0–54 wt. %. The curing degree of polyester binder exceeds 98 % [10–15].

Taking into account the wide application of polyester composite pipes in modern construction, it seemed reasonable to evaluate the influence of nominal diameter and initial specific ring stiffness on the value of long-term specific ring stiffness under relaxation and creep, relaxation and creep coefficients, as well as long-term ultimate bending deformation under moisture and aggressive environment.

MATERIALS AND METHODS

As objects of research, we used pipe products of LLC “New Pipe Technologies-Peresvet” — sewer pipes on the basis of glass-reinforced polyester of SK/NPS-K grade, meeting the requirements of TS

22.21.21-004-99675234–2019 [5] with nominal diameter 400, 1,200 and 1,400 mm with nominal stiffness 5,000 N/m². Notation of sewer pipes: DN 400-0.6-5000, DN 1200-0.6-5000, DN 1400-0.6-5000. The wall thickness of the studied pipes ranges from 6.6 to 22.0 mm.

Physical and mechanical characteristics of pipelines made of glass-reinforced polyester were determined in accordance with the requirements of the current GOST:

1. Initial specific ring stiffness according to GOST R 55071–2012 (method B)⁵.

2. Long-term specific ring stiffness at relaxation and calculation of relaxation coefficients at exposure to moisture for 10,000 hours according to GOST R 57008–2016⁶, the load was applied until the design strain reached 0.40 %.

3. Long-term specific creep stiffness and creep coefficients under the influence of moisture during 10,000 hours according to GOST 34643–2020⁷, the load was applied until the design strain reached 0.17 %.

⁵ GOST R 55071–2012. Pipes and parts of pipelines made of glass fibre reinforced reactoplastics Test methods. Determination of initial specific ring stiffness.

⁶ GOST R 57008–2016. Pipes and parts of pipelines made of glass fibre reinforced thermoplastics. Method for determination of long-term specific ring relaxation stiffness and relaxation coefficient when exposed to moisture.

⁷ GOST 34643–2020. Pipes and pipeline parts made of glass fibre reinforced thermoplastics. Method for determination of long-term specific ring creep stiffness and creep coefficient when exposed to moisture or in dry conditions.

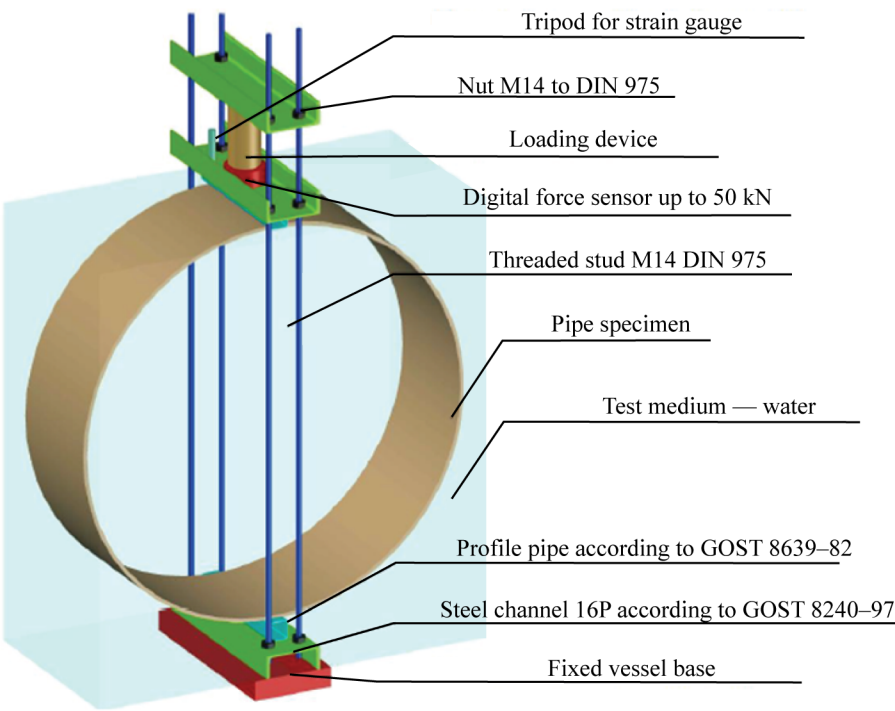


Fig. 1. Schematic diagram of the installation for determination of indicators



Fig. 2. Pipe samples installed in the space of a tray filled with water

4. Long-term limiting bending deformations and long-term limiting relative deformation under the influence of moisture according to GOST 34647–2020⁸.

5. Chemical resistance of the inner surface under loading conditions according to GOST 34644–2020⁹. A solution containing 0.5 mol/l of sulphuric acid was used as a chemical medium.

The method of determination of long-term specific ring stiffness at relaxation and calculation of relaxation coefficients under the action of moisture for 10,000 h (GOST R 57008–2016⁶) consists in loading pipe specimens with a vertical compressive load immersed in water with pH = 6.7, and temperature 23 ± 2 °C. The load was measured at specified time intervals until reaching 10,000 h.

Schematic diagram of the installation and the complete installation for determination of the specified indicators are shown in Fig. 1, 2.

⁸ GOST 34647–2020. Pipes and parts of pipelines made of glass fibre reinforced thermoplastics. Method for determination of long-term ultimate bending deformation and long-term ultimate relative ring deformation under moisture exposure.

⁹ GOST 34644–2020. Pipes and pipeline parts made of glass fibre reinforced reactoplastics. Methods of determination of chemical resistance of inner surface under loading conditions.

The pipe specimen and the loading frame form a closed system of bodies subject to hydrostatic effects that have no influence on the load applied to the specimen. The sewer pipe compression test rig ensures compression of the specimen immersed in water at a constant rate of displacement and measurement of the load with an error of no more than ± 1 % of the measured value.

In order to eliminate the influence of friction on the applied force, through holes with a diameter of 16 mm were pre-drilled in the loading pads to provide the necessary technological gap between the threaded rod and the loading pads.

To measure the load applied to the pipe sample with an error of no more than ± 1 %, a digital compression strain gauge of membrane type TENZO-M M50-C3 with the degree of protection of the shell IP68 — protection during full and prolonged immersion in water to a depth of up to 1 metre was used. The load cell readings were recorded using a portable digital recorder TS-32K, equipped with an interval timer, built-in memory and interface for control from a computer, allowing to collect and transmit data from 20 different channels. The tank filled with water with a pH of 6.7 is a 1.6 m wide, 1.8 m deep and 90 m long deep long-water flume. A Civic B-690 140–400 mm pneumatic Civic B-690 140–400 mm jack was used to achieve the design strain ε_p within 3 minutes of loading the pipe specimen. To measure length, diameter and wall thickness a digital caliper with depth gauge (GOST 166–89), a metal measuring ruler (GOST 427–75) and a metal measuring tape (GOST 7502–98) were used. Before immersing the pipe specimens in water, straight lines were drawn on the outer surface of the pipe circumference at a pitch of 60° to act as reference lines, and the following geometric parameters of the sample were measured:

- length L , m, of each sample along the reference line with an error of ± 1 %;
 - thickness of the specimen wall on each side of the reference lines with an error not exceeding ± 0.2 %;
 - external diameter d_{av} , m, midway between each pair of opposite reference lines with an error of ± 0.5 %.
- Prior to testing, the pipe specimens were conditioned for 96 hours at a temperature of 23 ± 2 °C and relative humidity of 50 ± 10 % [16–20].

Table 2. Standardized indicators for sewer pipes obtained as a result of tests

Indicators	Type of sewer pipe		
	DN 400-0.6-5000	DN 1200-0.6-5000	DN 1400-0.6-5000
Initial specific ring stiffness N/m ²	5,800	5,350	5,750
Relaxation coefficient when exposed to moisture for 10,000 h	0.79	0.92	0.96
Creep coefficient when exposed to moisture for 10,000 h	0.81	0.85	0.81
Long-term ultimate bending deformation at exposure to moisture, %	0.84	0.77	0.75
Long-term ultimate bending deformation under chemical environment, %	0.81	0.65	0.64

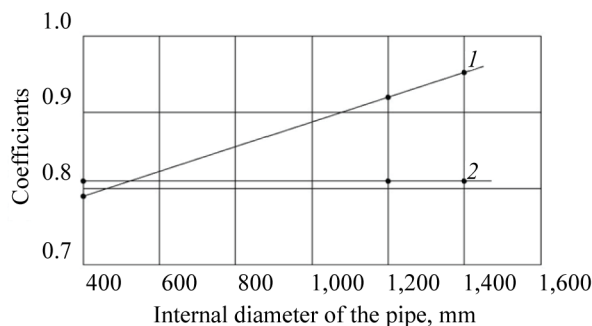


Fig. 3. Dependence of relaxation (1) and creep (2) coefficients on GRP pipe diameter

RESEARCH RESULTS

The main performance characteristics of the investigated sewer pipes of SK/4PS-K grade made of glass-reinforced polyester used in the work are presented in Table 2 and Fig. 3, 4. Data analysis of Table 2, Fig. 3 and 4 showed that at nominal stiffness of 5,000 N/m² increase in diameter of sewer pipes from 400 to 1,400 mm leads to linear increase of relaxation coefficient (from 0.79 to 0.96) and decrease of long-term longitudinal bending deformation under moisture (from 0.84 to 0.75 %) and chemical environment (from 0.81 to 0.64 %) during 10,000 hours. At the same time, the creep coefficient when exposed to moisture is practically independent of the nominal diameter of sewer pipes. Long-term longitudinal bending deformation of pipes in aggressive medium is less than in ordinary water. This is due to different chemical resistance of polyester binders to water and aggressive media.

The data obtained as a result of long-term tests of sewer pipes showed that they can be used for more

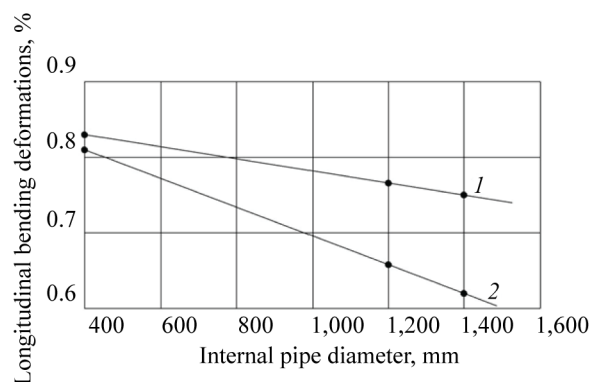


Fig. 4. Dependence of long-term longitudinal bending deformation under the influence of moisture (1) and chemical medium (2) on the GRP pipe diameter

than 50 years, and their performance characteristics meet the requirements of GOST R ISO 10467–2013¹⁰.

CONCLUSION AND DISCUSSION

On the basis of experimental studies it was established that the relaxation and creep coefficient, long-term ultimate bending deformation under the influence of moisture during 10,000 hours are determined by the pipe diameter and its initial specific ring stiffness. As the diameter of sewer pipes increases, the relaxation and creep coefficients increase. At the same time, long-term ultimate bending deformation of sewer pipes with initial specific ring stiffness of 5,000 N/m² when exposed to moisture for 10,000 hours decreases with the growth of their diameter. Calculation of durability of the investigated sewer pipes made of glass-reinforced polyester showed that the service life exceeds 50 years.

¹⁰ GOST R ISO 10467–2013. Pipelines from glass fibre reinforced thermosetting plastics based on unsaturated polyester resins for pressure and non-pressure sewerage and drainage. General technical requirements.

REFERENCES

1. Kushnir S.Ya., Gorkovenko A.I., Gerber A.D., Ignatko V.M. Strength characteristics of fiberglass pipes and loss of pipeline stability. *Oil and Gas Studies*. 2003; 3(39):58-63. EDN TGFXXD. (rus.).
2. Bayburova M.M., Faizrova I.N. Assessment of the strength characteristics of fiberglass pipes in areas of mixed stress state. *Bulletin of the Kazan State Technical University named after A.N. Tupolev*. 2011; 17-19. EDN NWEENF. (rus.).
3. Butovka A.N., Stroganov N.V. The research of fiberglass-to-epoxy resin pipes strength characteristics at different operating conditions. *Pipeline Transport: Theory and Practice*. 2017; 6(64):38-40. EDN ZWUGYH. (rus.).
4. Melnikov D.A., Ivanov S.V., Antoshin V.A., Albagachiev A.Y. A study of the stress-strain state of fiberglass pipes for microtunneling under axial compression. *Composites and Nanostructures*. 2022; 14(1):48-59. EDN WESLUL. (rus.).
5. Melnikov D.A., Ivanov S.V., Antoshin V.A. Glass composite pipes and products made from them: a given combination of operational and technological properties. *Best Available Technologies for Water Supply and Sanitation*. 2020; 6:22-23. EDN GYBIOI. (rus.).
6. Bjorkland I. *Plastic pipes, their characteristics and areas of application*. Moscow, NPG Publ., 2000; 116. (rus.).
7. Lopatina A.A., Sazonova S.A. Analysis of pipe-laying technologies. *Bulletin of Perm State Technical University. Construction and Architecture*. 2016; 7(1):93-111. DOI: 10.15593/2224-9826/2016.1.12. EDN VPZUXZ. (rus.).

8. Sedov L.N., Mikhailova Z.V. *Unsaturated polyesters*. Moscow, Khimiya Publ., 1977; 231. (rus.).
9. Pot U. *Polyesters and alkyd resins*. Moscow, Paint-Media Publ., 2009; 232. (rus.).
10. Gunyaev G.M. *Structure and properties of polymer fiber composites*. Moscow, Khimiya Publ., 1981; 230. (rus.).
11. Antoshin V.A., Melnikov D.A., Ivanov S.V., Albagachiev A.Yu. Determination of long-term strength properties of glass composite pipes for calculating service life. *Fundamental research and innovative technologies in mechanical engineering : scientific proceedings of the VII International Scientific Conference*. 2021; 31-33. EDN FBBSY. (rus.).
12. Melnikov D.A., Ilichev A.V., Vavilova M.I. Comparison of standards for carrying out mechanical tests of grp compression strength. *Proceedings of VIAM*. 2017; 3(51):6. DOI: 10.18577/2307-6046-2017-0-3-6-6. EDN YGASIX. (rus.).
13. Melnikov D.A., Albagachiev A.Yu., Antoshin V.A., Ivanov S.V. Determination of safety factors for the design of glass composite pipes for microtunneling. *Fundamental research and innovative technologies in mechanical engineering : scientific proceedings of the VII International Scientific Conference*. 2021; 166-168. EDN YPHBMK. (rus.).
14. Tarnopolsky Yu.M., Kintsis T.Ya. *Methods of static testing of reinforced plastics*. Ed. 2nd, revised. Moscow, Khimiya Publ., 1975; 263. (rus.).
15. Malloy R.A. *Design of plastic products for injection molding*. St. Petersburg, Profession Publ., 2006; 30, 81, 82. (rus.).
16. Bobovich B.B. *Non-metallic structural materials*. Moscow, MGIU Publ., 2009; 6,28,55. EDN QNERBN. (rus.).
17. Yagubov E.Z. *Composite fiber pipes in the oil and gas complex*. Moscow, TsentrLitNefteGaz Publ., 2008; 86-87, 103. EDN QNVDGF. (rus.).
18. Mikhailin Yu.A. *Heat-resistant polymers and polymer materials*. St. Petersburg, Profession Publ., 2006; 56-58. EDN QNEHJZ. (rus.).
19. Kulezneva V.K., Guseva V.K. *Polymer processing technologies*. Moscow, Khimiya Publ., 2004; 94, 281, 355. (rus.).
20. Kalinchev V.A. *Technology for the production of solid fuel rocket engines*. Moscow, Publishing house of MSTU named after N.E. Bauman, 2011; 63, 98, 118. (rus.).

Received March 1, 2023.

Adopted in revised form on July 12, 2023.

Approved for publication on July 24, 2023.

B I O N O T E S : **Mikhail G. Kovalev** — Leading Engineer of the Research Institute of Experimental Mechanics; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; KovalevMG@mgsu.ru;

Vladimir A. Kakusha — Head of the Laboratory for Testing Building Structures, Materials and Products; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; KakushaVA@mgsu.ru;

Oleg A. Kornev — Deputy Director of the Research Institute of Experimental Mechanics; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; i@okornev.ru;

Denis A. Melnikov — Deputy Director of the Directorate of Engineering and Project Work; **New Pipe Technologies**; 53/4c1 Shchepkina st., Moscow, 129110, Russian Federation; melnikov@ntt.su;

Maxim V. Fedorov — Head of the Laboratory of Natural Tests; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; FedorovMV@mgsu.ru;

Danil V. Zaitsev — Deputy Head of the Laboratory of Natural Tests; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; dannil5@mail.ru;

Pavel D. Kapyrin — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Mechanization, Automation and Robotization of Construction; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; kapyrin@mgsu.ru.

Contribution of the authors:

Mikhail G. Kovalev — processing of research results.

Vladimir A. Kakusha — organization and conduct of experimental studies, design of the study facility, processing of study results.

Oleg A. Kornev — project management, tooling design.

Denis A. Melnikov — scientific editing of the text.

Maxim V. Fedorov — tests of building materials and products of natural sizes, development of methods for loading and transferring loads on samples, processing of test results.

Danil V. Zaitsev — organization and conduct of experimental research, design of the research plant, processing of study results.

Pavel D. Kapyrin — processing of research results.

The authors declare that there is no conflict of interest.

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ.
ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ. ТЕХНОЛОГИЯ
И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА.
ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ.
ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ И ОБСЛЕДОВАНИЕ
ЗДАНИЙ

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК [624.154:624.131.35]:004.9

DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.2

Оптимизация конструктивных расчетов свайного поля
на основе данных статического зондирования

Павел Никитич Недвига, Анна Алексеевна Кукина,
Максим Александрович Тачков

Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ);
г. Санкт-Петербург, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Существующая практика подбора свайного фундамента представляет собой трудоемкий, несвязный и не стандартизированный процесс. Целью исследования является разработка методики оптимизации конструктивных расчетов на примере свайного поля на основе данных статического зондирования. Для этого необходимо: подготовить алгоритм по обработке данных из инженерно-геологических изысканий; разработать строго детерминированный процесс обоснования лучшего варианта в зависимости от стоимости свайного фундамента; получить наглядное представление данных для возможности проверки выбранного решения.

Материалы и методы. С целью оптимизации конструктивных расчетов свайного поля применяется генетический алгоритм, который реализован при помощи плагина Galapagos на основе языка визуального программирования Grasshopper. Для подготовки исходной информации инженерно-геологических изысканий используется язык программирования Python.

Результаты. Разработаны увязанные друг с другом алгоритмы обработки данных статического зондирования и предварительной оценки оптимальной конфигурации свайного фундамента на основе его суммарной стоимости по несущей способности грунта основания свай.

Выводы. Разработанные алгоритмы могут использоваться для предварительного расчета и быстрой оценки вариантов свайного фундамента. Необходимые исходные сведения могут генерироваться из расчетных программ. В качестве альтернативы можно проводить подбор и оптимизацию непосредственно в коде Python, применяя Grasshopper и Rhino только для извлечения усилий и последующей визуализации результатов. Направления для дальнейших исследований и разработок: учет слоистого залегания инженерно-геологических элементов (ИГЭ); оценка несущей способности каждого ростверка независимо и согласно залегающим ИГЭ под ним; группировка свай по положению в свайном поле и нагрузкам; учет нелинейности поведения грунтового массива.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: оптимизация, генетический алгоритм, автоматизация проектирования, Grasshopper, Galapagos, визуальное программирование, свайный фундамент, оптимизация свай, конструктивный расчет

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Недвига П.Н., Кукина А.А., Тачков М.А. Оптимизация конструктивных расчетов свайного поля на основе данных статического зондирования // Строительство: наука и образование. 2023. Т. 13. Вып. 4. Ст. 2. URL: <http://inso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.2

Автор, ответственный за переписку: Максим Александрович Тачков, politeh_maks21992199@mail.ru.

Optimization of pile field structural calculations
based on CPT data

Pavel N. Nedviga, Anna A. Kukina, Maksim A. Tachkov

Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University (SPbPU); Saint Petersburg, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. The current practice of pile foundation selection is a time-consuming, incoherent and non-standardized process. The aim of the study is to develop a methodology for optimizing structural calculations on the example of a pile field,

based on cone penetration test data. For this purpose it is necessary: to prepare an algorithm for processing data from engineering-geological surveys; to develop a strictly deterministic process of justification of the best option depending on the cost of the pile foundation; to obtain a visual representation of the data for the possibility of verification of the selected solution.

Materials and methods. A genetic algorithm is used to optimize structural calculations of the pile field, which is implemented using the Galapagos plug-in based on the Grasshopper visual programming language. Python programming language is used to prepare initial data of geotechnical engineering surveys.

Results. Linked algorithms for cone penetration test data processing and preliminary estimation of the optimal pile foundation configuration based on its total cost, on the bearing capacity of the pile foundation soil were developed.

Conclusions. The developed algorithms can be used for preliminary calculation and rapid evaluation of pile foundation options. The required input data can be generated from calculation programmes. Alternatively, selection and optimization can be performed directly in Python code, using Grasshopper and Rhino only for force extraction and subsequent visualization of the results. Areas for further research and development include: consideration of layered geotechnical elements; estimation of the bearing capacity of each foundation footing independently and according to the underlying geotechnical elements; grouping of piles according to their position in the pile field and loads; consideration of the non-linear behaviour of the soil mass.

KEYWORDS: optimization, genetic algorithm, design automation, Grasshopper, Galapagos, visual programming, pile foundation, pile optimization, structural design

FOR CITATION: Nedviga P.N., Kukina A.A., Tachkov M.A. Optimization of pile field structural calculations based on CPT data. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2023; 13(4):2. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.2

Corresponding author: Maksim A. Tachkov, politeh_maks21992199@mail.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Исследование посвящено алгоритмизации конструктивных расчетов на примере проектирования свайного фундамента.

Свайные фундаменты имеют ряд преимуществ: возможность устройства на многих типах грунта, высокий уровень устойчивости и долговечности, быстрые сроки возведения, низкая себестоимость [1]. Выбор наиболее оптимального варианта свайного фундамента здания играет важную роль, так как доля строительства подземной части достигает 15–25 % в общей сметной стоимости объекта [2–4].

На данный момент практика подбора свайного фундамента представляет собой итеративный процесс, при котором рассматриваются и рассчитываются сваи различных сечений для заданных нагрузок на фундамент и определяется наиболее дешевый вариант. При этом отсутствует связность процесса, стандартизация форматов, а поиск оптимального решения выполняется вручную при сравнении нескольких вариантов. Такой подход затрачивает много (до нескольких недель) времени.

Основные недостатки существующего подхода:

1. Нет единой методики, зафиксированной в алгоритме.
2. Выполняется опытным инженером пошагово.
3. Выполняется в различных файлах.
4. Подбор вариантов происходит вручную.
5. Обработка расчетов может происходить до нескольких недель — зависит от масштабов сооружения.
6. Требуется участия нескольких специалистов, в том числе сметчиков.
7. Выбор варианта происходит не по «стоимости», а по различным инженерным метрикам.
8. Как правило, в компании есть собственные калькуляторы для расчета, что обуславливает задачу мониторинга и актуализации этих калькуляторов у каждого отдельного инженера.

9. Результаты расчетов представляются в табличном виде и не наглядны для эксперта.

Среда визуального программирования Grasshopper применяется в проектировании для решения различных задач: создание сложной параметрической геометрии, автоматизация построения трехмерной модели сооружения, работа с чертежами и таблицами, автоматизация расчетов, оптимизация [5].

Распространенной сферой применения Grasshopper является параметрическое моделирование зданий и сооружений. Grasshopper используется для автоматизации проектирования модульных зданий [6], линейных объектов [7]; создания сложных геометрических форм зданий [5], элементов фасада [8]; оценки инсоляционных параметров зданий [9]; автоматизации расчета конструкций с применением метода конечных элементов [10, 11].

Также Grasshopper широко используется для решения оптимизационных задач по: обеспечению энергоэффективности зданий [12–14], компоновке строительной площадки [15], подбору наиболее эффективной конструкции [16, 17]. Решение оптимизационных задач в Grasshopper осуществляется при помощи плагина Galapagos, который применяет генетический алгоритм для поиска целевой функции. Генетический алгоритм позволяет найти достаточно точное решение [18].

В исследованиях, затрагивающих проблемы проектирования свайных фундаментов, проводится сравнение различных типов фундаментов [1], сравнение вариантов технологий устройства свайных фундаментов [19], предлагается более экономичный метод для определения несущей способности сваи, оптимизации ее длины [20], но не предлагается методика подбора, обоснования выбора оптимальной конфигурации для конкретного типа свайного фундамента.

Разработка единой методологии, подхода/процесса и решения по оптимизации проектирования свайного фундамента позволила бы сократить временные

затраты на принятие основных конструкторских решений, а также обосновать выбранное решение, опираясь на конкретные метрики, например стоимость свайного фундамента (как рассмотрено в этой работе), скорость возведения, потребность в человеческих ресурсах. Grasshopper применяется в проектировании для решения различных оптимизационных задач и рассмотрен в данной статье для решения задачи по проектированию свайного фундамента.

Цель исследования — разработка методики оптимизации конструктивных расчетов на примере свайного поля, на основе данных статического зондирования.

Задачи исследования:

1. Подготовка «конвейера» по обработке данных из инженерно-геологических изысканий (ИГИ).
2. Разработка строго детерминированного процесса обоснования и выбора «лучшего варианта» в зависимости от цены всего свайного основания.
3. Получение наглядного представления данных для возможности проверки выбранного решения.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Для оптимизации конструктивных расчетов свайного поля на основе сведений статического зондирования применяется генетический алгоритм, где в качестве генов выступают длина и тип свай (поперечное сечение), а в качестве функции приспособленности — суммарная стоимость свайного поля (с учетом стоимости погружения свай). Для подготовки исходных данных для реализации генетического алгоритма разработан скрипт Python, для обработки этой информации и геометрии фундамента применяются инструменты Rhino, Grasshopper. Реализация генетического алгоритма осуществлена с помощью плагина Galapagos для Grasshopper.

Основные этапы разработанной методики представлены в табл. 1, на рис. 1 отображена схема разработанной методики.

Расчет свайного фундамента в разработанном алгоритме осуществляется согласно формулам и методам, описанным в СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты»¹. Для предварительной оценки стоимости свайного поля производится расчет свайного фундамента по несущей способности грунта основания свай, согласно п. 7.1.1 б¹, на основании данных статического зондирования. Предлагаемая методика является инструментом для быстрой предварительной оценки по ограниченному набору исходных данных исключительно для подбора по несущей способности. Не рассматриваются испытания грунтов, используются только сведения статического зондирования.

Данные статического зондирования позволяют сделать заключения о предварительной несущей способности свайного поля и осуществить быстрый подбор из нескольких десятков вариантов, выбрав предварительно наиболее оптимальный. Важность такой быстрой предварительной оценки заключается в том, что она дает возможность выбрать основные конструктивные решения через несколько дней после начала изысканий, не дожидаясь основных результатов, которые могут быть только через пару месяцев.

Допущения

В основу вычислений положены следующие допущения.

Геология:

- не рассматривается положение/величина слоев ИГЭ;

¹ СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты.

Табл. 1. Основные этапы разработанной методики

Номер этапа	Исходные данные	Что выполняется на этапе	Используемый инструмент
1	1. Результаты статического зондирования. 2. Характеристики свай	1. Статистическая обработка результатов статического зондирования. 2. Вычисление несущих способностей различных конфигураций свай	Python
2	Нагрузки на фундамент	Чтение файла AutoCAD с информацией о положении нагрузок и их значениях	Rhino
3	1. Несущие способности свай. 2. Нагрузки на фундамент	1. Слияние нагрузок, локализованных рядом. 2. Использование результатов несущих способностей свай из Python. 3. Оптимизация свайного поля по цене на основе вертикальных нагрузок на кусты. 4. Визуализация «гиперпространства вариантов». Подтверждение, что найден оптимум. 5. Генерация «паттернов» свайных кустов. 6. Расстановка сгенерированных свайных кустов. 7. Повторная оценка стоимости и уточнение измененных параметров	Grasshopper

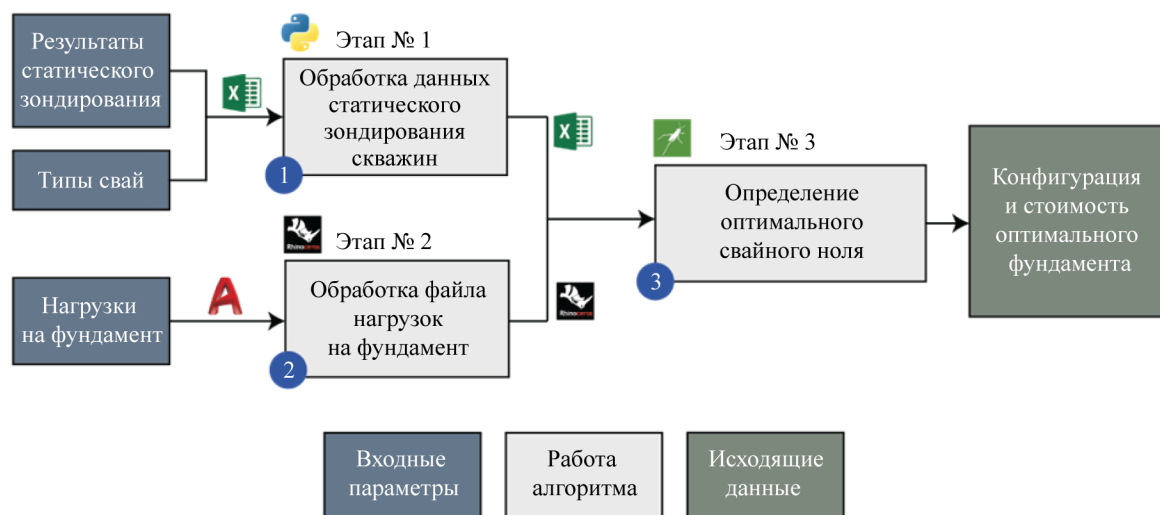


Рис. 1. Схема разработанной методики

- расчет ведется только на основе статистически обработанных результатов статического зондирования;

- не учтено нелинейное поведение грунта.

Конфигурация фундамента:

- реализован подбор только одного типа свай на все свайное поле.

Расчет:

- расчет только по несущей способности грунта основания свай;

- ростверки рассматриваются как абсолютно жесткие тела;

- выбор оптимальной длины и сечения свай происходит при рассмотрении только вертикальных сил;

- не учтена нагрузка от веса свай и ростверка.

Расчет свайного фундамента

Согласно п. 7.1.12¹ расчетную нагрузку на сваю N , кН, следует определять, рассматривая фундамент как группу свай, объединенную жестким ростверком, воспринимающим вертикальные и горизонтальные нагрузки и изгибающие моменты:

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}, \quad (1)$$

где N_d — расчетная сжимающая сила, кН, передаваемая на свайный ростверк в уровне его подошвы; M_x , M_y — передаваемые на свайный ростверк в плоскости подошвы расчетные изгибающие моменты, кН·м, относительно главных центральных осей x и y плана свай в плоскости подошвы ростверка; n — число свай в фундаменте; x , y — расстояния от главных осей до оси каждой свай, для которой вычисляют расчетную нагрузку, м; x_i , y_i — расстояния от главных осей до оси каждой свай, м.

Согласно п. 7.1.13¹ горизонтальную нагрузку, действующую на фундамент с жестким ростверком

с вертикальными сваями одинакового поперечного сечения, допускается принимать равномерно распределенной между всеми сваями.

Согласно п. 7.1.11¹ сваю в составе фундамента следует рассчитывать исходя из условия:

$$N \leq \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_n \gamma_k}, \quad (2)$$

где N — расчетная нагрузка, передаваемая на сваю (продольное усилие, возникающее в ней от расчетных нагрузок, действующих на фундамент при наиболее невыгодном их сочетании), определяемая в соответствии с п. 7.1.12; γ_0 — коэффициент условий работы, учитывающий повышение однородности грунтовых условий при применении свайных фундаментов, принимаемый $\gamma_0 = 1$ при односвайном фундаменте и $\gamma_0 = 1,15$ при кустовом расположении свай; F_d — несущая способность (предельное сопротивление) грунта основания одиночной свай, называемая в дальнейшем несущей способностью свай и определяемая в соответствии с подразделами 7.2 и 7.3; γ_n — коэффициент надежности по назначению (ответственности) сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15 и 1,10 соответственно для сооружений I, II и III уровней ответственности; γ_k — коэффициент надежности по грунту, принимаемый согласно п. 7.1.11.

Определение несущей способности свай по результатам полевых испытаний, согласно СП 24.13330.2011

В соответствии с п. 7.3.1¹ несущая способность свай в полевых условиях может быть определена испытанием грунтов статическим зондированием.

Согласно п. 7.3.10¹ частное значение предельного сопротивления забивной свай в точке зондирования F_u , кН, устанавливается по формуле:

$$F_u = R_s A + fhu, \quad (3)$$

где R_s — предельное сопротивление грунта под нижним концом сваи по данным зондирования в рассматриваемой точке, кПа; A — площадь поперечного сечения сваи, m^2 ; f — среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи по данным зондирования в рассматриваемой точке, кПа; h — глубина погружения сваи от поверхности грунта около сваи, м; u — периметр поперечного сечения ствола сваи, м.

Предельное сопротивление грунта под нижним концом забивной сваи R_s , кПа, по данным зондирования в рассматриваемой точке следует определять по формуле:

$$R_s = \beta_1 q_s, \quad (4)$$

где β_1 — коэффициент перехода от q_s к R_s , принимаемый по табл. 7.16; q_s — среднее значение сопротивления грунта, кПа, под наконечником зонда, полученное из опыта, на участке, расположенном в пределах одного диаметра d выше и четырех диаметров $4d$

ниже отметки острия проектируемой сваи (где d — диаметр круглого или сторона квадратного, или большая сторона прямоугольного сечения сваи, м).

Среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности забивной сваи f , кПа, по данным зондирования грунта в рассматриваемой точке, рассчитывается следующим образом:

$$f = \frac{\sum \beta_i f_{si} h_i}{h}, \quad (5)$$

где β_i — коэффициент, принимаемый по табл. 7.16; f_{si} — среднее сопротивление i -го слоя грунта на боковой поверхности зонда, кПа; h_i — толщина i -го слоя грунта, м.

Этап 1. Обработка данных статического зондирования скважин. Алгоритм Python

Алгоритм данного этапа представлен на рис. 2. Задача этапа 1 — преобразование неподготовленных результатов статического зондирования

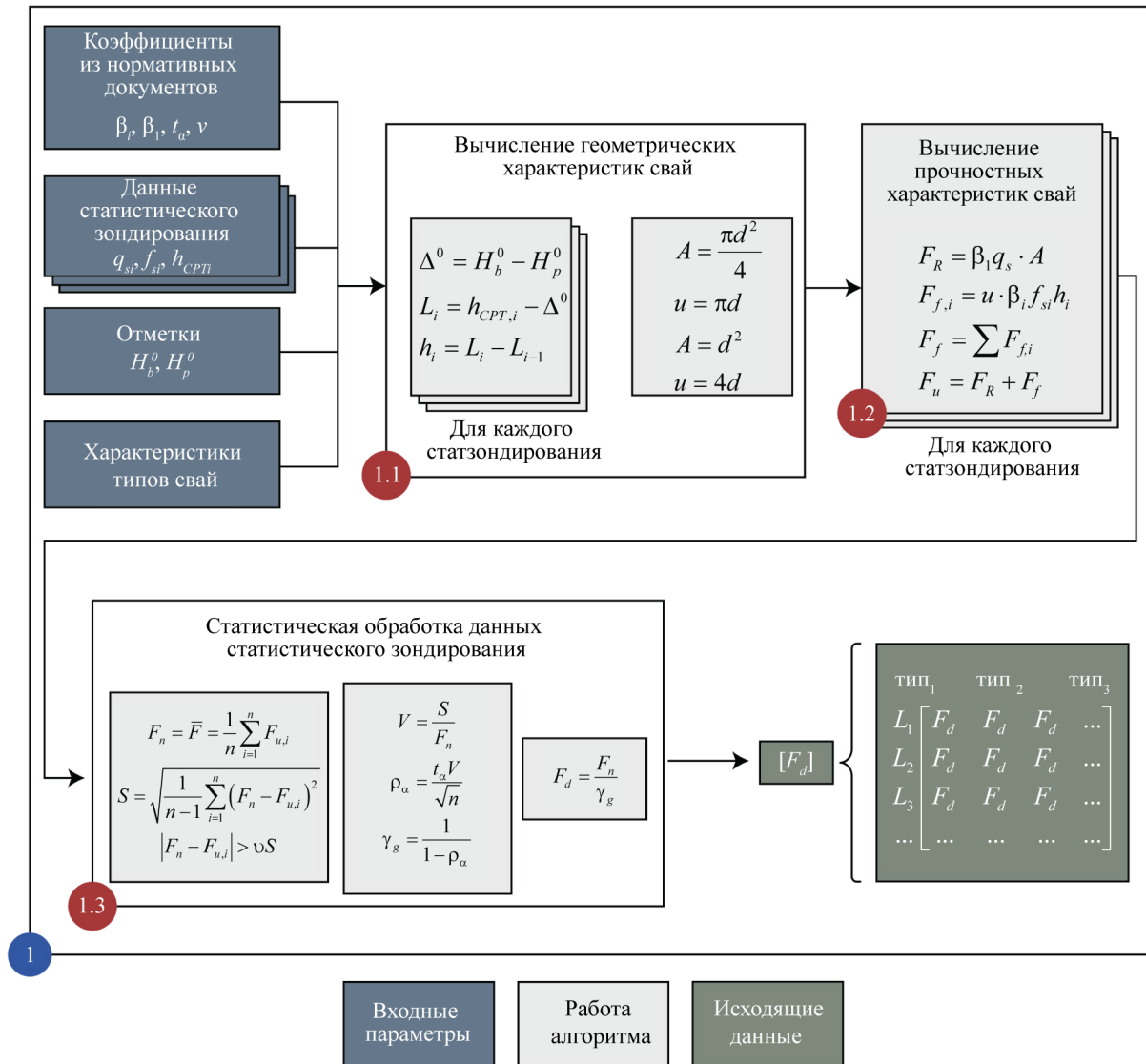


Рис. 2. Схема алгоритма обработки данных статического зондирования и вычисления несущих способностей свай

в удобную форму для последующей обработки алгоритмом в Grasshopper. Результатом работы алгоритма служат расчетные значения несущих способностей свай разных типов для разных длин свай (глубин залегания) $[F_d]$.

Входные параметры

Входными параметрами на этапе 1 являются:

1. Коэффициенты из нормативных документов.
2. Результаты статического зондирования.
3. Отметки зондирования и свай.
4. Характеристики типов свай.
5. Файл AutoCAD с информацией о положении нагрузок и их значениях.

Вычисление геометрических характеристик свай

Производится вычисление абсолютных отметок пяток $H_{p,i}$ и длин свай L_i для всех точек (глубин) зондирования (рис. 3), для этого вычисляется разница между отметками поверхности земли и оголовка свай:

$$\Delta^0 = H_b^0 - H_p^0. \quad (6)$$

Далее вычисляется длина свай, как разница между глубиной точки статзондирования и величиной Δ^0 :

$$L_i = h_{CPT,i} - \Delta^0. \quad (7)$$

Определяется отметка пяты свай:

$$H_{p,i} = H_b^0 - h_{CPT,i}. \quad (8)$$

Вычисление несущих способностей свай

Для каждого варианта свай и для каждого файла данных статзондирования определяются несущие способности свай при разной длине свай.

Исходя из типа свай устанавливаются ее площадь и наружный периметр сечения.

Для круглых свай:

$$A = \frac{\pi d^2}{4}; \quad (9)$$

$$u = \pi d.$$

Для квадратных:

$$A = d^2; \quad (10)$$

$$u = 4d,$$

где d — диаметр и сторона в случае круглой и квадратной свай соответственно, м.

Вычисляются толщины слоев грунта, как разницы двух соседних значений длин свай:

$$h_i = L_i - L_{i-1}. \quad (11)$$

Далее, согласно п. 7.3.10¹, для каждого значения длины свай определяется q_s , как среднее значение q_s на участке, расположенном в пределах одного диаметра d , выше четырех диаметров $4d$, ниже отметки острия проектируемой свай.

Устанавливается значение несущей способности по острию свай, исходя из формул (3) и (4):

$$F_R = \beta_1 q_s \cdot A. \quad (12)$$

Значение погонной несущей способности по поверхности свай для i -го слоя (i -й глубины), исходя из формул (3) и (5):

$$F_{f,i} = u \cdot \beta_i f_{si} h_i. \quad (13)$$

Суммарное значение несущей способности по поверхности свай:

$$F_f = \sum F_{f,i}. \quad (14)$$

Предельное сопротивление свай, согласно формуле (3):

$$F_u = F_R + F_f. \quad (15)$$

Таким образом, получаются значения предельных сопротивлений для разных свай для каждого имеющегося файла статзондирования. Далее осуществляется статистическая обработка этих таблиц.

Статистическая обработка по ГОСТ 20522–2012

Выполняется статистическая обработка полученных предельных сопротивлений. Опытными данными для статистической обработки является список значений несущих способностей, полученных по результатам расчета по различным файлам статзондирования в конкретной точке (глубине) при конкретном типе свай. Такая статистическая обработка проводится для каждого типа и длины свай. Результат обработки — расчетные значения несущих способностей свай.

В случае, если количество испытаний (файлов статзондирования) меньше 6, то, согласно п. 7.3.4¹, нормативное значение предельного сопротивления свай принимается равным наименьшему, иначе, согласно п. 6.2², нормативное значение несущей спо-

² ГОСТ 20522–2012. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний.

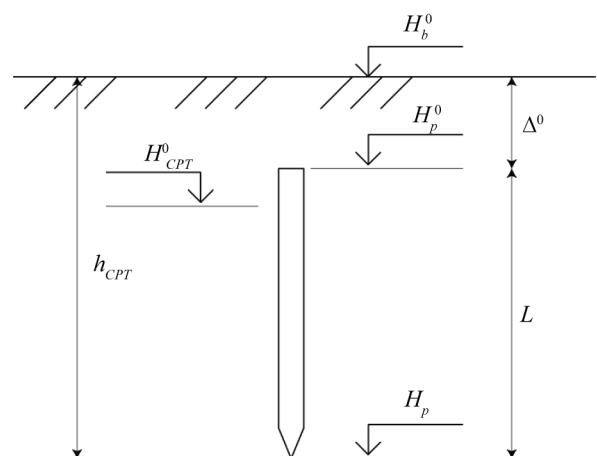


Рис. 3. Вычисление отметок пяток и длин свай

способности сваи F_n принимается равным среднеарифметическому значению $\bar{F}$ и вычисляется по формуле:

$$F_n = \bar{F} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n F_{u,i}, \quad (16)$$

где n — число определений характеристики (количество файлов статзондирования); $F_{u,i}$ — несущая способность сваи определенного типа на определенной глубине для отдельного статзондирования.

Далее, согласно п. 6.3, устанавливается среднеквадратическое отклонение:

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (F_n - F_{u,i})^2}. \quad (17)$$

Производится статистическая проверка для исключения возможных ошибок. Исключается частное значение F_p , для которого выполняется условие:

$$|F_n - F_{u,i}| > \nu S, \quad (18)$$

где ν — статистический критерий, принимаемый в зависимости от n по табл. Е.1 приложения Е.

Согласно п. 6.4 вычисляется коэффициент вариации V несущей способности сваи и показатель точности (погрешности) ее среднего значения ρ_α :

$$V = \frac{S}{F_n};$$

$$\rho_\alpha = \frac{t_\alpha V}{\sqrt{n}}, \quad (19)$$

где t_α — коэффициент, принимаемый по табл. Е.2 приложения Е в зависимости от заданной односторонней доверительной вероятности α и числа степеней свободы $K = n - 1$. Согласно п. 7.3.4¹ принимается $\alpha = 0,95$.

Согласно п. 6.5 вычисляется коэффициент надежности по грунту γ_g :

$$\gamma_g = \frac{1}{1 - \rho_\alpha}. \quad (20)$$

В соответствии с п. 6.6 определяется расчетное значение F_d несущей способности сваи:

$$F_d = \frac{F_n}{\gamma_g}. \quad (21)$$

Таким образом вычисляются расчетные значения несущих способностей свай всех типов для разной длины сваи (глубины залегания) $[F_d]$.

Табл. 2. Прайс-лист свай различных типов

Тип сваи	Стоимость, руб.
C60.30.4-8	5990
C80.35.8-12	7910
C90.35.6-12	8570
C100.35.6-12	9640
C110.35.6-12	10 510
C120.35.6-12	10 080
C130.35.7-13	13 990
C140.35.8-13	15 390
C150.35.8-13	16 590
C160.35.8-13	18 590
C120.40.6-13	14 390
C130.40.7-13	17 590
C150.40.8-13	20 240
C160.40.8-13	21 090

Оценка стоимости для различных свай

В данной работе оценка стоимости свай осуществляется путем статистической обработки прайс-листа свай, взятого в свободном доступе в сети интернет (табл. 2). Из исходных данных импортируется таблица, содержащая тип, стоимость и геометрические параметры свай.

Для каждой пары величин: цена, длина, диаметр, объем сваи, определен коэффициент ранговой корреляции Спирмана, составлена матрица корреляций (табл. 3). Из табл. 3 видно, что цена свай больше всего коррелирует с ее объемом, поэтому стоимость свайного поля далее оценивается исходя из суммарного объема всех свай.

Составлена модель линейной регрессии для переменных объем–цена, исходя из которой определены коэффициенты: тангенс угла наклона линейной зависимости объем–цена ν и ордината пересечения с осью Y , ν_0 . Найденные коэффициенты используются для оценки цены свайного основания в Grasshopper. Функция регрессии представлена в формуле, график — на рис. 4:

$$P(V) = \nu_0 + \nu \cdot V, \quad (22)$$

где P — цена одной сваи; V — объем одной сваи; ν_0 , ν — параметры регрессии.

Стоимость всего свайного поля составит:

$$n \cdot P = n \cdot \nu_0 + \nu \cdot V_{tot}, \quad (23)$$

Табл. 3. Матрица корреляций

Величина	Цена	Длина	Диаметр	Объем
Цена	1,00	0,94	0,72	0,97
Длина	0,94	1,00	0,59	0,92
Диаметр	0,72	0,59	1,00	0,84
Объем	0,97	0,92	0,84	1,00

где n — количество свай; V_{tot} — суммарный объем всех свай.

Суммарная стоимость свайного фундамента P_{tot} , млн руб., с учетом стоимости погружения свай:

$$P_{tot} = \frac{n \cdot v_0 + v \cdot V_{tot} + L_{tot} \cdot l_0}{10^6}, \tag{24}$$

где L_{tot} — суммарная длина всех свай; l_0 — стоимость погружения 1 погонного метра свай.

Этап 2. Обработка файла нагрузок на фундамент. Импорт AutoCAD в Rhino

Входные параметры

Файл AutoCAD с информацией о положении нагрузок и их значениях.

Считывание данных из файла AutoCAD

Обрабатываемый на входе файл представляет собой план расположения колонн здания со значениями, приходящих от них нагрузок (рис. 5). В отдельных слоях располагаются колонны, вертикальные нагрузки и моменты. Для корректной обработки файла необходимо распределить объекты по определенным слоям (табл. 4) и импортировать файл .dwg в Rhino. Далее по названию слоев алгоритм Grasshopper определяет значения нагрузок на ростверки.

Этап 3. Определение оптимального свайного поля. Алгоритм Grasshopper

Алгоритм этапа 3 представлен на рис. 6.

Задачей данного алгоритма является оптимизация (определение количества и расстановка свай

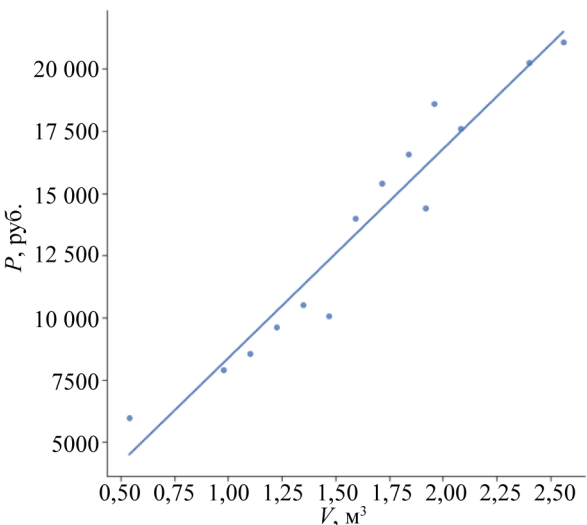


Рис. 4. График функции линейной регрессии

Табл. 4. Название слоев в файле AutoCAD

Объект	Название слоя
Колонны	Ren_column
Вертикальная нагрузка N , кН	N
Момент M_y , кН·м	M_y
Момент M_x , кН·м	M_x

в кустах) свайного поля по цене на основе нагрузок на кусты и несущих способностей свай.

Входные параметры

1. Файл Rhino с информацией о положении нагрузок и их значениях.

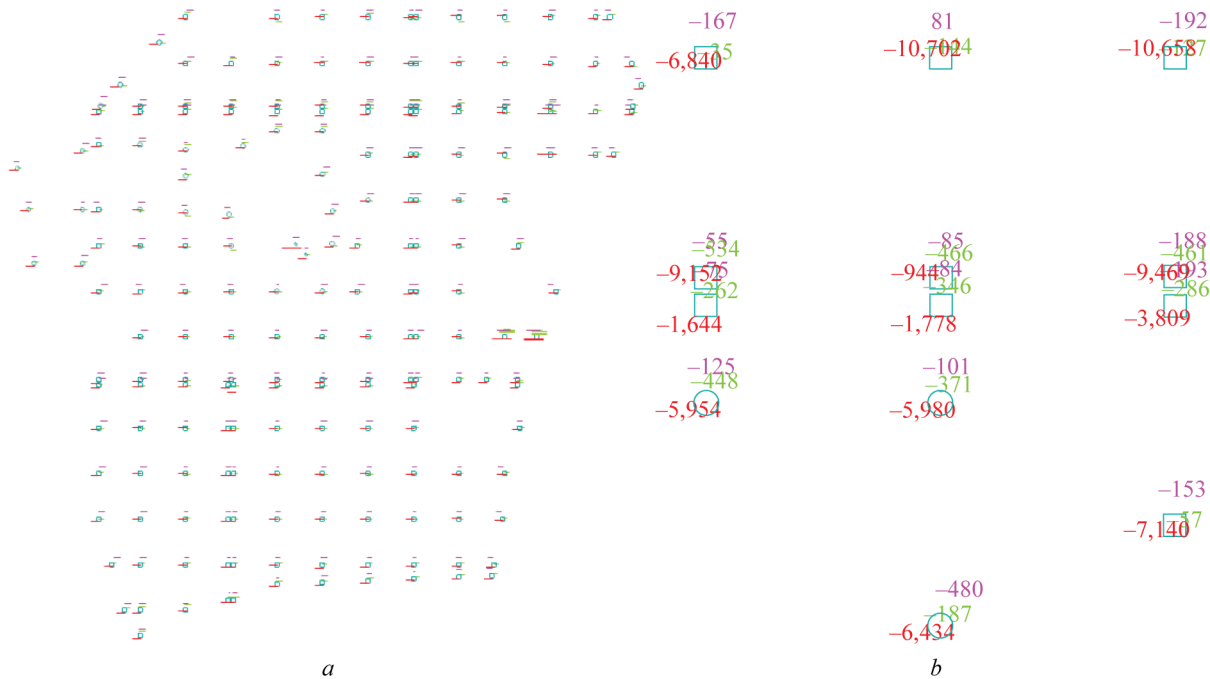


Рис. 5. Входной файл AutoCAD: a — все здание; b — фрагмент. На рисунке бирюзовым цветом изображены контуры колонн; красным — вертикальная нагрузка N , кН; розовым — M_y , кН·м; светло-зеленым — M_x , кН·м

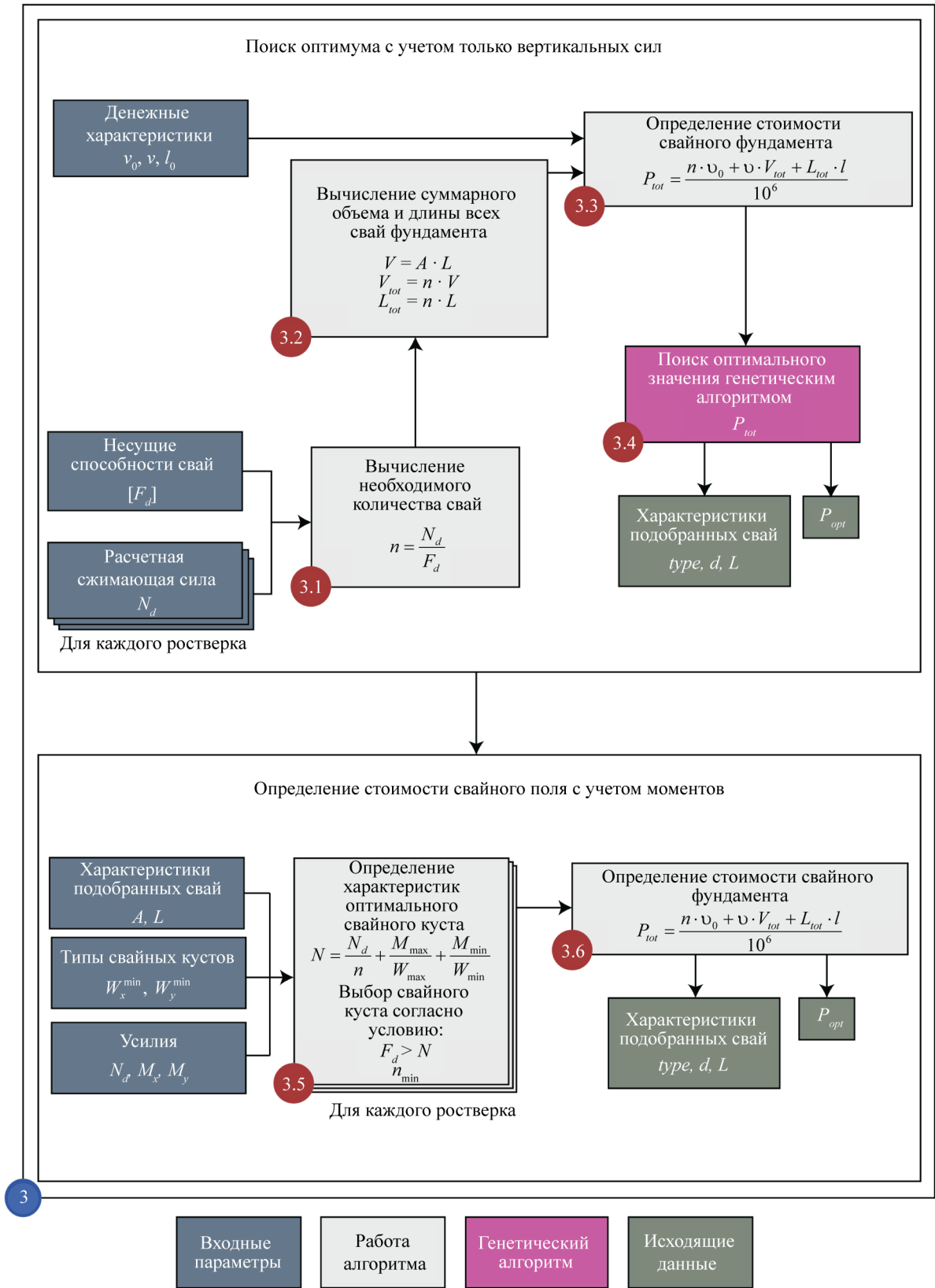


Рис. 6. Схема алгоритма определения оптимального свайного поля

2. Файл, содержащий расчетные значения несущих способностей свай разных типов для разных длин свай (глубин залегания) $[F_d]$.
3. Значения денежных характеристик.

Считывание данных из файла Rhino

Алгоритм определяет колонны, находящиеся рядом друг с другом. Если около одной колонны в радиусе 1200 мм от ее центра располагается другая колонна, то они будут принадлежать одному и тому же ростверку, а нагрузки от них суммируются. Результат обработки файла — список значений нагрузок на ростверки N_d .

Поиск оптимума с учетом только вертикальных сил

На первой итерации не учитываются моменты, приложенные к ростверку. При учете только вертикальных сил выбираются оптимальные длины и сечения свай.

Считывание данных $[F_d]$

Обрабатываемый на входе файл представляет собой таблицу расчетных значений несущих способностей свай различных типов при различных длинах этих свай. Результатом обработки файла является массив значений несущих способностей различных типов свай при различной их длине, значения длин свай и их объемов, определенных исходя из шифра типа свай (диаметр_круглая/прямоугольная). Для квадратной сваи диаметр — это длина стороны.

Вычисление необходимого количества свай

Необходимое количество свай для каждого ростверка вычисляется по формуле (25) и округляется вверх:

$$n = \frac{N_d}{F_d}. \quad (25)$$

Вычисление суммарного объема V_{tot} и суммарной длины L_{tot} всех свай фундамента

Найденные необходимые количества свай для каждого ростверка суммируются и находится суммарное количество свай в фундаменте. Далее, исходя из этого значения, вычисляется суммарный объем и суммарная длина необходимых свай:

$$V = A \cdot L; \quad (26)$$

$$V_{tot} = n \cdot V;$$

$$L_{tot} = n \cdot L. \quad (27)$$

Определение стоимости свайного фундамента

Стоимость свайного фундамента, млн руб., вычисляется по формуле (24):

$$P_{tot} = \frac{n \cdot v_0 + v \cdot V_{tot} + L_{tot} \cdot l_0}{10^6}.$$

Поиск оптимальной (минимальной) стоимости фундамента P_{opt}

Решение оптимизационной задачи реализовано при помощи плагина Galapagos для Grasshopper,

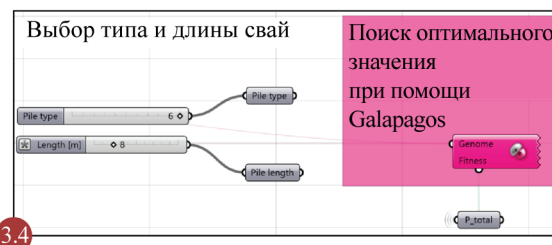


Рис. 7. Применение плагина Galapagos в Grasshopper для реализации генетического алгоритма поиска оптимального решения

который применяет генетический алгоритм для поиска оптимального значения целевой функции (функции приспособленности). В качестве переменных (генов) выступают длина и тип свай, которые формируют множество несущих способностей свай $[F_d]$, в качестве целевой функции — стоимость свайного фундамента P_{tot} , которая минимизируется (рис. 7).

Плагин Galapagos реализует применение эволюционных алгоритмов для решения различных задач³. Такие алгоритмы являются медленными и не гарантируют точного решения, однако могут быть использованы для решения большого спектра проблем, позволяют решать плохо сформулированные задачи и извлекать результаты решения во время его поиска, обеспечивают простоту взаимодействия пользователя и алгоритма.

Генерация кустов свай

В данном блоке генерируются различные типы свайных кустов: $\{2 \times 2, 3 \times 3, \dots, 11 \times 11\}$, $\{2 \times 3, 3 \times 4, \dots, 11 \times 12\}$, $\{2 \times 4, 3 \times 5, \dots, 11 \times 13\}$.

Согласно п. 8.13¹ расстояние между осями свай принимается $3d$. Согласно п. 7.1.12¹ для выявления расчетной нагрузки на сваю для каждого типа куста определяется:

- количество свай в кусте n ;
- сумма квадратов расстояний от главной оси до оси каждой сваи в кусте $\sum y_i^2$ и $\sum x_i^2$;
- максимальное расстояние от главной оси до оси сваи $y_{\max}$ и $x_{\max}$.

Вычисляются наименьшие в кусте моменты сопротивления относительно осей X и Y (расчет осуществляется для наиболее нагруженной сваи в кусте):

$$W_x^{\min} = \frac{\sum y_i^2}{y_{\max}}; \quad (28)$$

$$W_y^{\min} = \frac{\sum x_i^2}{x_{\max}}.$$

³ I eat bugs for breakfast: Evolutionary principles applied to problem solving. URL: <https://ieatbugsforbreakfast.wordpress.com/2011/03/04/epatps01/>

Табл. 5. Таблица из файла Betta_f.csv, содержащая значения коэффициента β_f , принимаемого по табл. 7.16¹

soil_type	f _kPa	beta_i
sand	0	0,75
sand	20	0,75
sand	40	0,6
sand	60	0,55
sand	80	0,5
sand	100	0,45
sand	120	0,4
clay	0	1
clay	20	1
clay	40	0,75
clay	60	0,6
clay	80	0,45
clay	100	0,4
clay	120	0,3

Табл. 6. Таблица из файла Betta1_q.csv, содержащая значения коэффициента β_1 , принимаемого по табл. 7.16¹

q _kPa	beta_1
0	0,9
1000	0,9
2500	0,8
5000	0,65
7500	0,55
10 000	0,45
15 000	0,35
20 000	0,3
30 000	0,2
100 000	0,2

Табл. 7. Фрагмент таблицы входящих данных результатов статического зондирования

depth_m	q_MPa	f _kPa	soil_type	depth_m
2,3	2,8	0,8	sand	2,3
2,4	13,8	20	sand	2,4
2,5	11,7	41	sand	2,5
2,6	16	47	sand	2,6
2,7	17,5	49	sand	2,7
2,8	18,1	51	sand	2,8
2,9	18,2	48	sand	2,9
...	...	...	...	...

Определение стоимости свайного поля с учетом моментов

Чтение моментов

Алгоритм обрабатывает входной файл Rhino и суммирует моменты, принадлежащие одному ростверку (в случае, когда в одном ростверке несколь-

Табл. 8. Таблица из файла Boring_elev.csv, содержащая значения отметок

CPT_label	bore_elevation_m	pile_top_elevation_m	CPT_top_elevation_m
1_18	38,9	38,5	36,6
5_18	38,5	38,5	37,2
10_18	38,1	38,5	36,6
11_18	38,5	38,5	36,4
12_18	38,2	38,5	36,4
15_18	37,8	38,5	36,5
18_18	37,9	38,5	35,5
19_18	37,6	38,5	33,9
25_18	37	38,5	33,7

Табл. 9. Таблица из файла pile_variants.csv, содержащая варианты свай

Type	Diameter
circular	0,3
rectangular	0,3
circular	0,35
rectangular	0,35
circular	0,4
rectangular	0,4

ко колонн). Таким образом, определяются суммарные моменты M_x и M_y для каждого ростверка. Далее наибольшему из значений M_x и M_y присваивается обозначение $M_{\max}$, наименьшему — $M_{\min}$.

Подбор свайных кустов

Для каждого ростверка подбирается тип куста с наименьшим количеством свай, проходящий по условию прочности, согласно формулам (1) и (2):

$$F_d \geq N; \quad (29)$$

$$N = \frac{N_d}{n} + \frac{M_{\max}}{W_{\max}} + \frac{M_{\min}}{W_{\min}}, \quad (30)$$

где $W_{\max}$ и $W_{\min}$ соответствуют $W_x^{\min}$ и $W_x^{\max}$.

После выбора подходящего типа куста для каждого ростверка вычисляются:

- коэффициент эффективности $k_{M/N}$:

$$k_{M/N} = \frac{N}{N_d}; \quad (31)$$

- коэффициент добавленных свай:

$$\frac{n_M}{n}. \quad (32)$$

Проверяется наличие вырывающих сил:

$$F_{\text{выр}} = \frac{N_d}{n} - \frac{M_{\max}}{W_{\max}} - \frac{M_{\min}}{W_{\min}} < 0. \quad (33)$$

Табл. 10. Таблица из файла Student.csv, содержащая значения коэффициента t_{α}

$K = n - 1$	0,85	0,9	0,95	0,975	0,98	0,99
3	1,25	1,64	2,35	3,18	3,45	4,54
4	1,19	1,53	2,13	2,78	3,02	3,75
5	1,16	1,48	2,01	2,57	2,74	3,36
6	1,13	1,44	1,94	2,45	2,63	3,14
7	1,12	1,41	1,9	2,37	2,54	3
8	1,11	1,4	1,86	2,31	2,49	2,9
9	1,1	1,38	1,83	2,26	2,44	2,82
10	1,1	1,37	1,81	2,23	2,4	2,76
11	1,09	1,36	1,8	2,2	2,36	2,72
12	1,08	1,36	1,78	2,18	2,33	2,68
13	1,08	1,35	1,77	2,16	2,3	2,65
14	1,08	1,34	1,76	2,15	2,28	2,62
15	1,07	1,34	1,75	2,13	2,27	2,6
16	1,07	1,34	1,75	2,12	2,26	2,58
17	1,07	1,33	1,74	2,11	2,25	2,57
18	1,07	1,33	1,73	2,1	2,24	2,55
19	1,07	1,33	1,73	2,09	2,23	2,54
20	1,06	1,32	1,72	2,09	2,22	2,53
25	1,06	1,32	1,71	2,06	2,19	2,49
30	1,05	1,31	1,7	2,04	2,17	2,46
40	1,05	1,3	1,68	2,02	2,14	2,42
60	1,05	1,3	1,67	2	2,12	2,39

Вычисление конечной цены

Исходя из полученного нового значения суммарного количества необходимых свай пересчитываются суммарный объем и длина свай, и, согласно формуле (24), уточняется стоимость свайного фундамента.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Описанные выше алгоритмы реализованы при помощи языка Python — этап 1, программы для трехмерного моделирования Rhino — этап 2, и языка визуального программирования Grasshopper — этап 3. Определены конфигурация и оптимальная стоимость свайного фундамента, в качестве исходных данных принят проект задания, разрабатываемого Renaissance Construction.

Обработка данных статического зондирования скважин. Алгоритм Python

Входящие данные на этапе 1 представляют собой таблицы в формате Excel, их содержание представлено на табл. 5–11. Входящими данными являются:

- 1. Файлы Betta_f.csv и Betta1_q.csv со значениями коэффициентов β_i и β_1 , принимаемые по табл. 7.16¹ (табл. 5, 6).
- 2. Набор файлов результатов статического зондирования CPTs\[file].csv. Каждый файл в директории CPTs содержит таблицу значений: qsi, fsi, тип

Табл. 11. Фрагмент таблицы из файла v_criteria.csv, содержащей значения статистического критерия ν

n	ν
3	1,41
4	1,71
5	1,92
6	2,07
7	2,18
8	2,27
9	2,35
...	...

грунта для различных точек (глубин) зондирования hCPTi (табл. 7).

- 3. Файл Boring_elev.csv, содержащий значения отметок: бурения (поверхности земли) Hb0, оголовка сваи Нруровня начала зондирования НСРТ0 для каждого отдельного статзондирования (табл. 8).
- 4. Файл pile_variants.csv, содержащий варианты свай. Каждому варианту соответствует форма circular или rectangular и диаметр d , м (табл. 9).
- 5. Файл Student.csv, содержащий значения коэффициента t_{α} , принимаемого по табл. E2 приложения E² (табл. 10).
- 6. Файл v_criteria.csv, содержащий значения статистического критерия ν , принимаемого по табл. E1 приложения E² (табл. 11).

Табл. 12. Фрагмент таблицы несущих способностей, результат работы алгоритма этапа № 1, файл pile_bc.csv

pile_length_m	0.3_circular	0.3_rectangular	0.35_circular	0.35_rectangular	0.4_circular	0.4_rectangular
1,6	164.13	208.98	—	—	—	—
1,7	230.50	293.48	352.96	449.40	454.33	578.47
1,8	271.53	345.73	401.08	510.67	497.84	633.87
1,9	278.20	354.22	393.76	501.35	477.07	607.42
2,0	268.43	341.77	372.25	473.96	449.32	572.09
2,1	272.77	347.30	345.93	440.46	412.81	525.60
2,2	207.13	263.73	331.24	421.74	395.01	502.94
2,3	204.11	259.89	269.78	343.50	325.40	414.32
2,4	170.66	217.29	249.38	317.52	301.15	383.44
2,5	175.72	223.73	259.16	329.97	329.77	419.87
2,6	192.29	244.83	275.29	350.50	339.34	432.06
2,7	175.15	223.01	231.49	294.74	281.40	358.29
2,8	177.96	226.59	231.56	294.83	282.23	359.34
2,9	178.05	226.70	225.12	286.63	273.36	348.05
3,0	152.15	193.72	190.52	242.58	231.21	294.39
3,1	143.40	182.58	181.16	230.67	226.66	288.59
3,2	144.70	184.24	188.82	240.41	237.28	302.11
3,3	171.36	218.18	196.62	250.35	242.39	308.62
...	...	...	...	...	...	...

Все входные данные импортируются в таблицы data frame библиотеки Pandas (Python) и преобразуются для удобства обработки. Далее происходит обработка данных из таблиц по описанному в предыдущем разделе алгоритму: вычисляются геометрические характеристики свай, их несущие способности. Результат этой обработки — таблица

несущих способностей, которая сохраняется в файл pile_bc.csv (табл. 12).

Оценка стоимости свай

Исходными данными является файл pile_prices.csv, содержащий значения стоимости различных свай (см. табл. 2). По этим данным составлена мо-

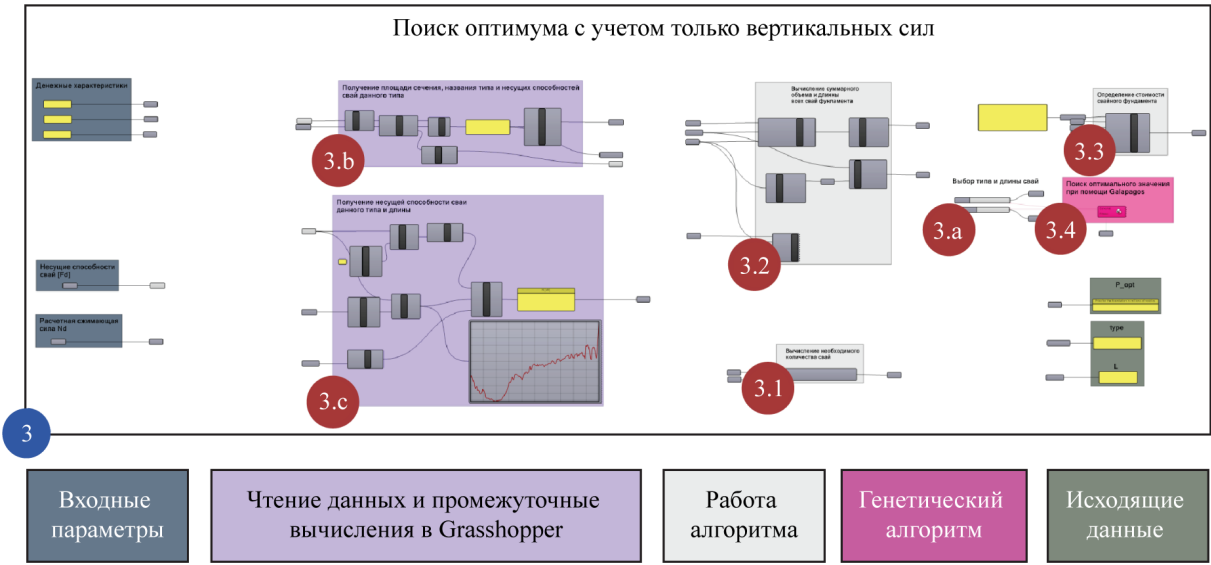


Рис. 8. Поиск оптимума с учетом только вертикальных сил, алгоритм Grasshopper: 3.a — выбор типа и длины свай; 3.b — получение площади сечения, названия типа и несущих способностей свай данного типа; 3.c — получение несущей способности сваи данного типа и длины; 3.1 — вычисление необходимого количества свай; 3.2 — вычисление суммарного объема и длины всех свай фундамента; 3.3 — определение стоимости свайного фундамента; 3.4 — поиск оптимального значения стоимости фундамента при помощи Galapagos

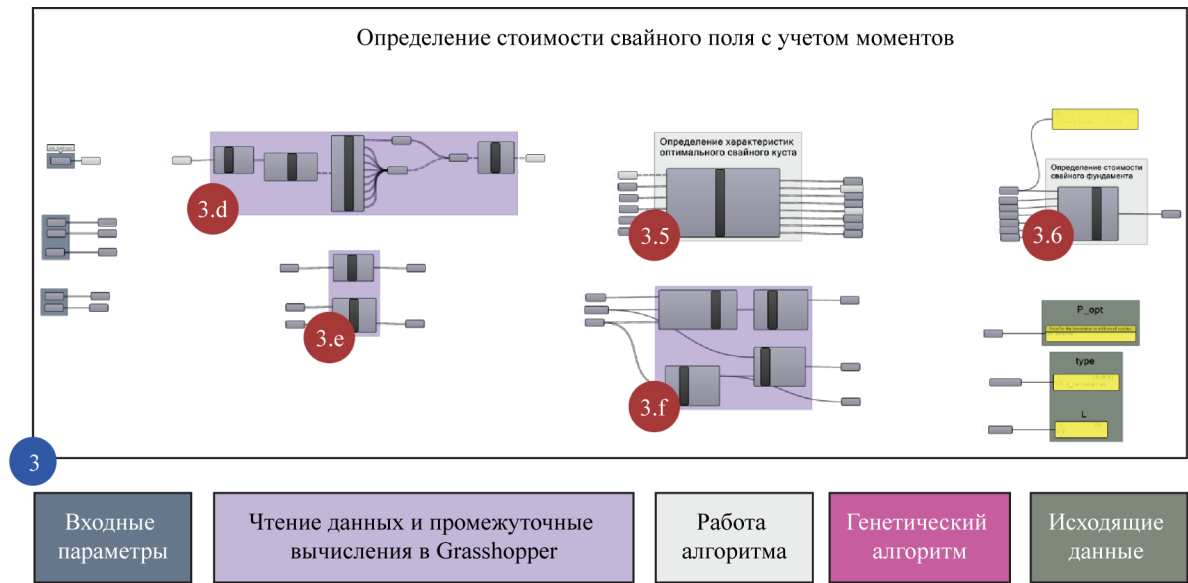


Рис. 9. Определение стоимости свайного поля с учетом моментов, алгоритм Grasshopper: 3.d — обработка данных свайных кустов; 3.e — обработка данных о нагрузках и несущих способностях свай; 3.f — определение суммарного количества, длины и объема всех свай; 3.5 — определение характеристик оптимального свайного куста; 3.6 — определение стоимости свайного фундамента

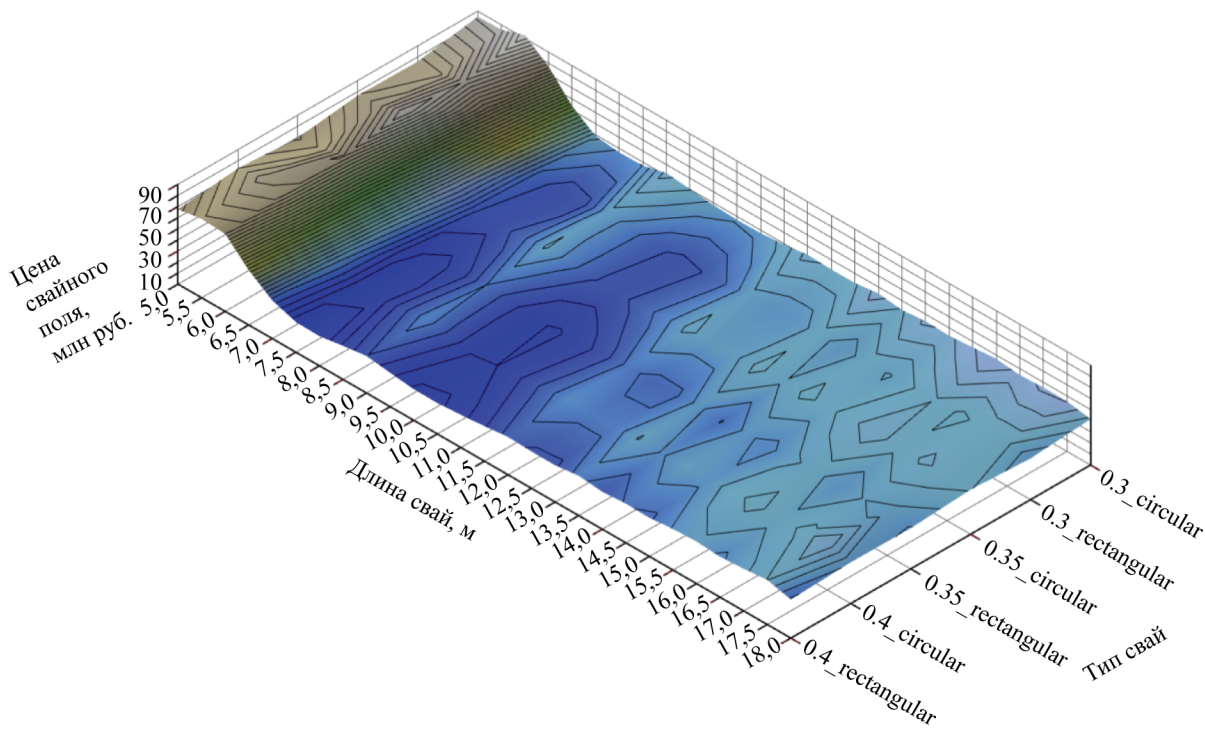


Рис. 10. Оптимизационное пространство: X — тип свай (диаметр_форма); Y — длина свай, м; Z — цена свайного поля, млн руб.

дель линейной регрессии для переменных объем—
цена, исходя из которой определены коэффициенты:

$$\begin{aligned}v_0 &= -53,37; \\v &= 8416,95.\end{aligned}$$

Стоимость погружения 1 п. м. сваи принята
согласно опытным данным компании Renaissance
Construction:

$$l_0 = 650.$$

Исходные данные фундамента. Файл AutoCAD

В качестве исходных данных принят проект здания, разрабатываемого Renaissance Construction, в виде графического задания на фундаменты в формате чертежа AutoCAD.

Определение оптимального свайного поля

На схемах рис. 8, 9 представлены схемы алгоритма в Grasshopper определения оптимального свайного фундамента.

На основе вычислений стоимости фундаментов построено оптимизационное пространство (рис. 10).

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

При реализации разработанного алгоритма доступны следующие результаты:

- 1) статистическая обработка:
 - значение несущих способностей свай;
 - цена свай;
- 2) визуализация оптимизационного пространства;
- 3) генерация вариантов свайных кустов и расчет их параметров;
- 4) информация по подобранным кустам свай:
 - коэффициент использования;
 - подобранный оптимальный свайный куст;
 - наличие растянутых свай в кустах;

- сравнение результатов оптимизации с фактическими из параметров кустов;

- минимальные и максимальные вертикальные силы, приведенные на сваю в каждом кусте;

5) экспорт в текстовый, табличный, графический формат.

Разработанный алгоритм может использоваться для предварительного расчета и быстрой оценки вариантов свайного основания. Необходимые данные могут генерироваться из расчетных программ.

В качестве альтернативы можно проводить подбор и оптимизацию непосредственно в коде Python, используя Grasshopper и Rhino только для извлечения усилий и последующей визуализации результатов.

Направления для дальнейшего исследования:

- внести слоистое залегание инженерно-геологического элемента в расчетную модель;
- оценивать несущую способность каждого ростверка и его куста независимо и согласно залегающим ИГЭ под ним;
- добавить оптимизацию путем кластеризации по положению в свайном поле и/или нагрузкам (сочетания разных конфигураций свай);
- внести в модель и учесть нелинейность поведения грунтового массива, выполнив это не в ущерб скорости работы алгоритма;
- внести в модель расчеты по потере общей устойчивости оснований свайных фундаментов.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Викторова О.Л., Фатеев Д.А. Обоснование принятого варианта конструктивного решения фундаментов // Моделирование и механика конструкций. 2021. № 13. С. 184–193. EDN NHOLMJ.
2. Соколов Н.С. Выбор типа буровых свай по технико-экономическим параметрам // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции : мат. IV Междунар. (X Всерос.) конф. 2018. С. 430–438. EDN MBODWE.
3. Мельников В.А., Алексеев Н.С., Ионов К.И. Сравнительный анализ методик расчета осадки свайных фундаментов // Современные научные исследования и инновации. 2015. № 9–1 (53). С. 37–45. EDN ULQMFZ.
4. Стольникова К.А., Петроченко М.В. Зависимость сметной стоимости работ по устройству свайного фундамента от уровня детализации (LOD) BIM-модели // Неделя науки ИСИ : мат. Всерос. конф. в 3-х частях. 2021. С. 64–67. EDN AUVMEV.
5. Георгиев Н.Г., Шумилов К.А. Применение визуального программирования при моделировании строительных конструкций // Инновации. Наука. Образование. 2021. № 34. С. 1418–1422. EDN AAXTTM.

6. Banihashemi S., Tabadkani A., Hosseini M.R. Integration of parametric design into modular coordination: A construction waste reduction workflow // Automation in Construction. 2018. Vol. 88. Pp. 1–12. DOI: 10.1016/j.autcon.2017.12.026
7. Girardet A., Botton C. A parametric BIM approach to foster bridge project design and analysis // Automation in Construction. 2021. Vol. 126. P. 103679. DOI: 10.1016/j.autcon.2021.103679
8. Nadyrshine N., Nadyrshine L., Khafizov R., Ibragimova N., Mkhitarian K. Parametric methods for constructing the Islamic ornament // E3S Web of Conferences. 2021. Vol. 274. P. 09009. DOI: 10.1051/e3s-conf/202127409009
9. Freitas J., Cronemberger J., Soares R.M., Amorim C.N.D. Modeling and assessing BIPV envelopes using parametric Rhinoceros plugins Grasshopper and Ladybug // Renewable Energy. 2020. Vol. 160. Pp. 1468–1479. DOI: 10.1016/j.renene.2020.05.137
10. Preisinger C. Linking structure and parametric geometry // Architectural Design. 2013. Vol. 83. Issue 2. Pp. 110–113. DOI: 10.1002/ad.1564
11. He L., Li Q., Gilbert M., Shepherd P., Rankine C., Pritchard T. et al. Optimization-driven conceptual design of truss structures in a parametric modelling

environment // Structures. 2022. Vol. 37. Pp. 469–482. DOI: 10.1016/j.istruc.2021.12.048

12. *Lartigue B., Lasternas B., Lofiness V.* Multi-objective optimization of building envelope for energy consumption and daylight // Indoor and Built Environment. 2014. Vol. 23. Issue 1. Pp. 70–80. DOI: 10.1177/1420326X13480224

13. *Li J., Zhao H.* Multi-objective optimization and performance assessments of an integrated energy system based on fuel, wind and solar energies // Entropy. 2021. Vol. 23. Issue 4. P. 431. DOI: 10.3390/e23040431

14. *Wortmann T., Natanian J.* Multi-objective optimization for zero-energy urban design in China: A benchmark // Proceedings of the SimAUD. 2020. Pp. 203–210.

15. *Benjaoran V., Peansupap V.* Grid-based construction site layout planning with particle swarm optimisation and travel path distance // Construction Management and Economics. 2020. Vol. 38. Issue 8. Pp. 673–688. DOI: 10.1080/01446193.2019.1600708

16. *Turrin M., von Buelow P., Stouffs R.* Design explorations of performance driven geometry in ar-

chitectural design using parametric modeling and genetic algorithms // Advanced Engineering Informatics. 2011. Vol. 25. Issue 4. Pp. 656–675. DOI: 10.1016/j.aei.2011.07.009

17. *Yang D., Sun Y., Turrin M., Von B.P., Paul J.* Multi-objective and multidisciplinary design optimization of large sports building envelopes: a case study // Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium. 2015.

18. *Rutten D.* Galapagos: On the Logic and Limitations of Generic Solvers // Archit Design. 2013. Vol. 83. Pp. 132–135. DOI: 10.1002/ad.1568

19. *Петраш А.В., Петраш П.В.* Выбор типа свайных фундаментов при условии наиболее полного использования их несущей способности по материалу // Будущее науки — 2013 : мат. Междунар. молодежной науч. конф. 2013. С. 170–173. EDN TMFFTT.

20. *Oh Y.P., Mohamad Ismail M.A.* Pile length optimization by using shaft friction and end bearing curves developed from instrumented pile load test // Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C. 2023. Vol. 129. P. 103278. DOI: 10.1016/j.pce.2022.103278

Поступила в редакцию 24 февраля 2023 г.

Принята в доработанном виде 25 мая 2023 г.

Одобрена для публикации 26 сентября 2023 г.

ОБ АВТОРАХ: **Павел Никитич Недвига** — ассистент высшей школы промышленно-гражданского и дорожного строительства; **Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ)**; 194064, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д. 29; РИНЦ ID: 4626-6726, ResearcherID: HCH-2842-2022, ORCID: 0000-0003-0857-8301; pavel.nedviga@gmail.com;

Анна Алексеевна Кукина — старший преподаватель высшей школы промышленно-гражданского и дорожного строительства; **Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ)**; 194064, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д. 29; РИНЦ ID: 1069471, SPIN-код: 9190-9276, Scopus: 57224191176, ResearcherID: AAB-9076-2021, ORCID: 0000-0003-4271-7408; kukina_aa@spbstu.ru;

Максим Александрович Тачков — студент высшей школы промышленно-гражданского и дорожного строительства; **Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ)**; 194064, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д. 29; ORCID: 0000-0002-7831-7548; politech_maks21992199@mail.ru.

Вклад авторов:

Недвига П.Н. — разработка методики.

Кукина А.А. — научное руководство.

Тачков М.А. — написание статьи.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

INTRODUCTION

This study is devoted to the algorithmization of structural calculations using pile foundation design as an example.

Pile foundations have a number of advantages: they can be installed on many types of soil, a high level of stability and durability, fast erection time, and low cost [1]. The choice of the most optimal variant of the pile foundation of a building plays an important

role, because the share of construction of the underground part reaches 15–25 % in the total estimated cost of the object [2–4].

The current practice of pile foundation selection is an iterative process in which piles of different configurations are considered and calculated for a given foundation load and the cheapest option among those considered is determined. There is no process coherence, no standardization of formats, and the search for the optimal solution is performed manually by compar-

Table 1. Main steps of the developed methodology

Stepe number	Initial data	What is being done at the stage	Used tool
1	1. Results of cone penetration test (CPT). 2. Pile characteristics	1. Statistical processing of CPT results. 2. Calculation of bearing capacities of various pile configurations	Python
2	1. Foundation loads	Read AutoCAD file with information about load positions and values	Rhino
3	1. Bearing capacity of piles. 2. Foundation loads	1. Merging of loads localized next to each other. 2. Using pile bearing capacity results from Python. 3. Optimization of the pile field for price based on vertical pile loads. 4. Visualization of the “hyperspace of options”. Confirmation that an optimum has been found. 5. Generation of pile pile “patterns”. 6. Arrangement of generated pile pads. 7. Re-estimation of cost and refinement of changed parameters	Grasshopper

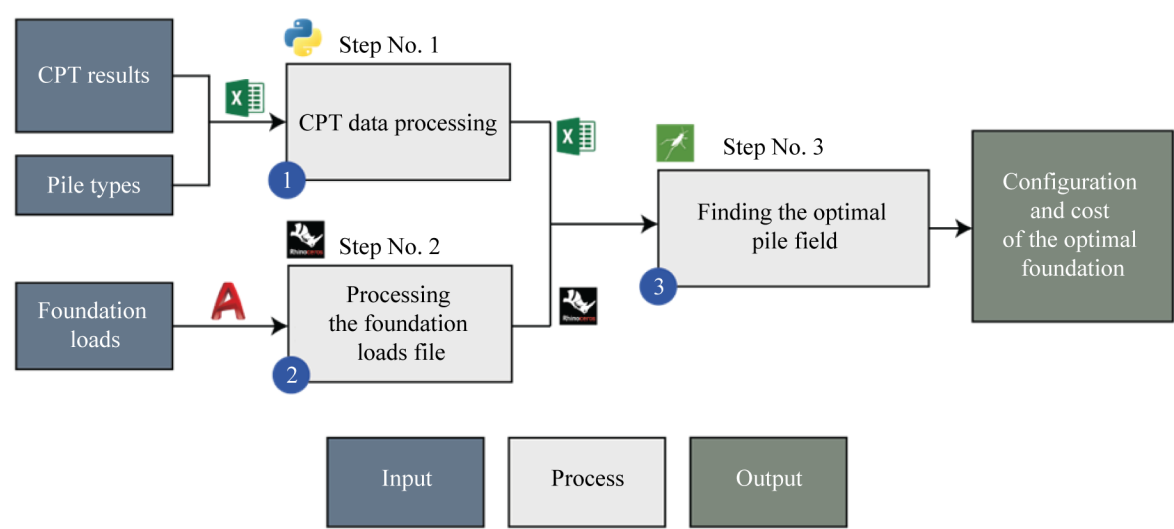


Fig. 1. Scheme of the developed methodology

ing several options. This approach is time-consuming (up to several weeks).

The main shortcomings of the current approach:

1. There is no single methodology fixed in an algorithm.
2. Performed by an experienced engineer on a step-by-step basis.
3. Executed in a variety of files.
4. The selection of options is done manually.
5. Processing of calculations can take up to several weeks — depends on the scale of the construction.
6. Requires the involvement of several specialists, including cost estimators.
7. The option selection is not based on “cost” but on various engineering metrics.
8. Typically, the company has its own calculation calculators, which imposes the task of monitoring and updating these calculators with each individual engineer.
9. The results of the calculations are presented in tabular form and are not visible to the expert.

Grasshopper visual programming environment is used in design to solve various tasks: creation of complex parametric geometry, automation of building a three-dimensional model of a structure, working with drawings and tables, automation of calculations, optimization [5].

A widespread area of Grasshopper application is parametric modelling of buildings and structures. Grasshopper is used to automate the design of modular buildings [6], linear objects [7]; to create complex geometric shapes of buildings [5], facade elements [8]; to estimate insolation parameters of buildings [9]; to automate the calculation of structures using the finite element method [10, 11].

Grasshopper is also widely used for solving optimization problems on: energy efficiency of buildings [12–14], construction site layout [15], selection of the most efficient construction [16, 17] Optimization problems in Grasshopper are solved using the Galapagos plugin, which applies a genetic algorithm to find the target function. The genetic algorithm allows us to find a reasonably accurate solution [18].

In studies that address the problems of pile foundation design, different types of foundations are com-

pared [1], comparison of pile foundation technologies [19], a more economical method for determining the bearing capacity of a pile and optimizing its length [20] is proposed, but no methodology for selecting, justifying the choice of the optimal configuration for a particular type of pile foundation is proposed.

The development of a unified methodology, approach/process and solution to optimize pile foundation design would reduce the time cost of major design decisions, and justify the chosen solution based on specific metrics, e.g. cost of pile foundation (as considered in this paper), speed of erection, human resource requirements. Grasshopper is used in design to solve various optimization problems, and is considered in this paper to solve the pile foundation design problem.

The aim of the study is to develop a methodology for optimizing structural calculations on the example of a pile field, based on static sensing data.

The objectives of the study are:

1. Prepare a “pipeline” for processing data from geotechnical engineering surveys (GES).
2. Develop a strictly deterministic process for justifying and selecting the “best option” depending on the price of the entire pile foundation.
3. Obtain a visual representation of the data to be able to verify the chosen solution.

MATERIALS AND METHODS

A genetic algorithm is used to optimize the structural calculations of the pile field based on static sensing data, where the length and type of piles (cross section) act as genes, and the total cost of the pile field (including the cost of pile sinking) acts as a fitness function. A Python script was developed to prepare the initial data for the implementation of the genetic algorithm, and Rhino and Grasshopper tools are used to process this data and the foundation geometry. The realization of the genetic algorithm itself is carried out using the Galapagos plug-in for Grasshopper.

The main stages of the developed methodology are presented in Table 1, on Fig. 1 shows the scheme of the developed methodology.

Pile foundation calculation in the developed algorithm is performed according to the formulas and methods described in SP 24.13330.2011¹. For preliminary assessment of the pile field cost, the pile foundation is calculated according to the bearing capacity of the pile foundation soil, according to clause 7.1.1 b)¹, on the basis of static probing data. The proposed methodology is a tool for a quick preliminary assessment based on a limited set of input data, exclusively for the selection of bearing capacity. Soil tests are not considered and only static sounding data are used.

Static sounding data allow conclusions to be drawn about the preliminary bearing capacity of the pile field

and a quick selection from several dozen options, selecting the most optimal one beforehand. The importance of such a quick preliminary assessment is that it makes it possible to select the main structural solutions a few days after the start of the survey, without waiting for the main results, which may only be a couple of months away.

Assumptions

The calculations are based on the following assumptions.

Geology:

- no consideration is given to the position/magnitude of the GEE layers;
- the calculation is based only on statistically processed results of static sounding;
- the non-linear behaviour of the ground was not taken into account.

Foundation configuration:

- the selection of only one pile type for the entire pile field is realized.

Calculation:

- calculation based on the bearing capacity of the pile foundation soil only;
- the foundations are treated as absolutely rigid bodies;
- the optimum pile length and cross-section is selected by considering only the vertical forces;
- the load from the weight of the pile and the pile foundation was not taken into account.

Calculation of pile foundations

According to clause 7.1.12¹, the design load on the pile N , kN, should be determined by considering the foundation as a group of piles united by a rigid pile foundation supporting vertical and horizontal loads and bending moments:

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}, \quad (1)$$

where N_d is the calculated compressive force, kN, transmitted to the pile foundation at the level of its bottom; M_x, M_y — design bending moments, kN·m, transferred to the pile pedestal in the plane of the footing with respect to the main central axes x and y of the pile plan in the plane of the pedestal footing; n — number of piles in the foundation; x_i, y_i — distances from the main axes to the axis of each pile, m; x, y — distances from the main axes to the axis of each pile for which the design load is calculated, m.

According to clause 7.1.13¹, the horizontal load acting on a rigid foundation with vertical piles of the same cross-section may be assumed to be uniformly distributed among all piles.

According to clause 7.1.11¹, the pile in the foundation should be calculated on the basis of the condition:

$$N \leq \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_n \gamma_k}, \quad (2)$$

¹ CP 24.13330.2011. Pile foundations.

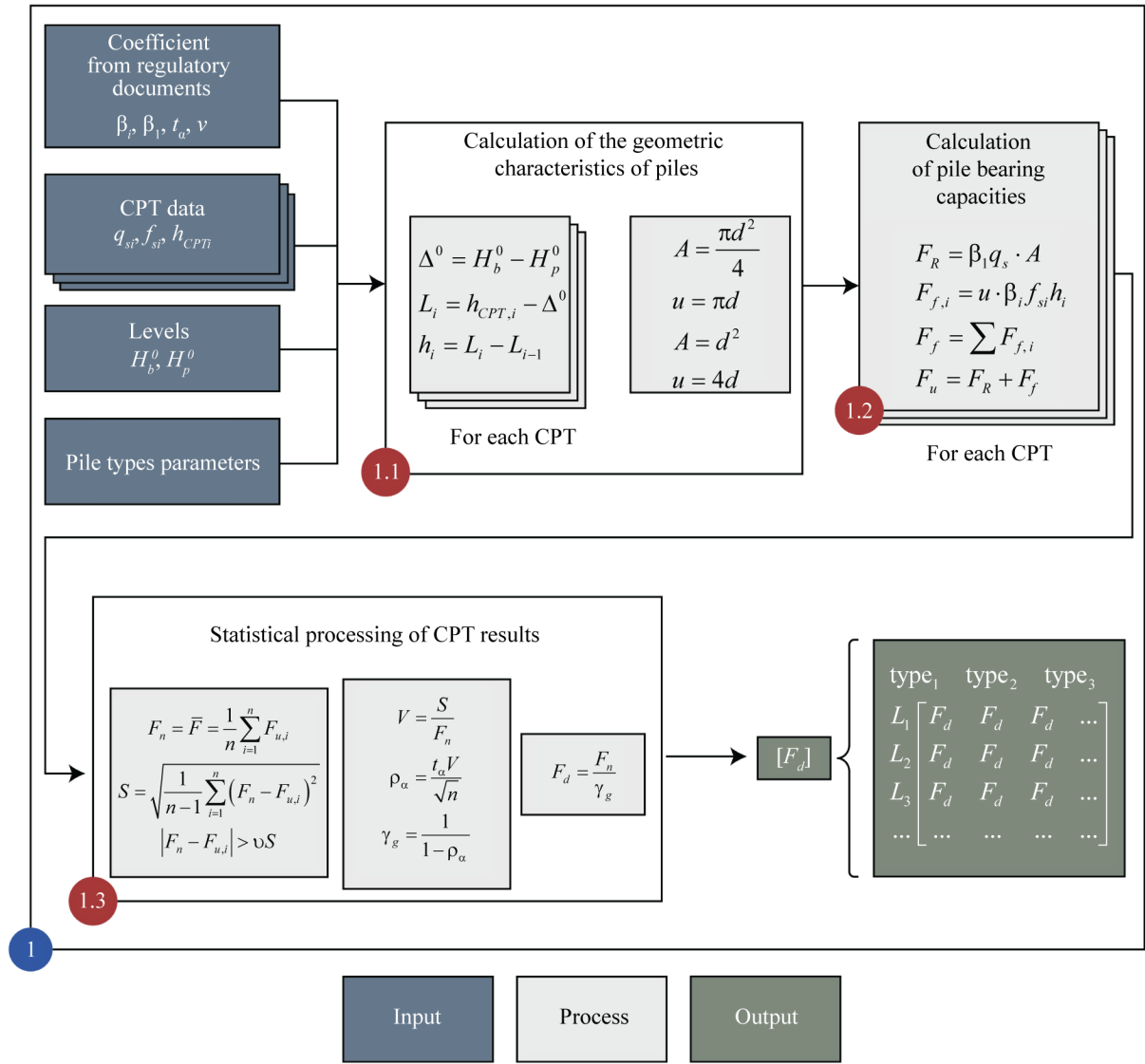


Fig. 2. Scheme of the algorithm for processing of CPT data and calculating the bearing capacity of piles

where N is the design load transferred to the pile (longitudinal force arising in the pile from the design loads acting on the foundation at the most unfavourable combination), determined in accordance with 7.1.12; F_d is

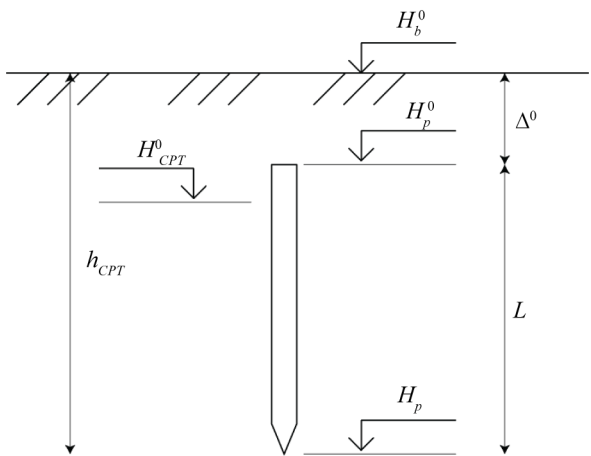


Fig. 3. Calculation of heel marks and pile lengths

the bearing capacity (ultimate resistance) of the foundation soil of a single pile, hereinafter referred to as the bearing capacity of the pile and determined in accordance with Subsections 7.2 and 7.3; γ_0 — the coefficient of working conditions, taking into account the increase of homogeneity of ground conditions when pile foundations are used, taken $\gamma_0 = 1$ for single pile foundations and $\gamma_0 = 1.15$ for cluster pile arrangement; γ_n — the reliability coefficient for the purpose (responsibility) of the structure, taken equal to 1.2, 1.15 and 1.10 respectively for structures of I, II and III levels of responsibility; γ_k — the reliability coefficient for the soil, taken in accordance with clause 7.1.11 of the Code of Practice for Pile Foundations.

Determination of the bearing capacity of piles based on the results of field tests, according to CP 24.13330.2011

According to clause 7.3.1¹, the bearing capacity of piles in the field can be determined by static probing of soils.

According to clause 7.3.10¹, the partial value of the ultimate resistance of the driven pile at the probing point F_u , kN, should be determined by the formula:

$$F_u = R_s A + f h u, \quad (3)$$

where R_s — ultimate resistance of soil under the bottom end of the pile according to probing data at the point under consideration, kPa; A — cross-sectional area of the pile, m²; f — average value of ultimate resistance of soil on the side surface of the pile according to probing data at the point under consideration, kPa; h — depth of pile immersion from the soil surface near the pile, m; u — perimeter of the cross-sectional area of the pile shaft, m;

The ultimate resistance of the soil under the bottom end of the driven pile R_s , kPa, according to the probing data at the point under consideration should be determined by the formula:

$$R_s = \beta_1 q_s, \quad (4)$$

where β_1 is the transition coefficient from q_s to R_s , taken from Table 7.16; q_s is the average value of soil resistance, kPa, under the probe tip, obtained from experience, in the area located within one diameter d above and four diameters $4d$ below the pile tip mark of the designed pile (where d is the diameter of a circular or side of a square or larger side of a rectangular cross-section of the pile, m).

The average value of the ultimate resistance of the soil on the lateral surface of the driven pile f , kPa, according to soil probing data at the point under consideration should be determined:

$$f = \frac{\sum \beta_i f_{si} h_i}{h}, \quad (5)$$

where β_i — coefficient taken according to Table 7.16; f_{si} — average resistance of the i -th layer of soil on the lateral surface of the probe, kPa; h_i — thickness of the i -th layer of soil, m.

Step 1. Static well sounding data processing. Python algorithm

The algorithm of this stage is presented in the diagram in Fig. 2.

The task of step 1 is to convert the unprepared static sounding results into a convenient form for further processing by the algorithm in Grasshopper. The algorithm results are calculated values of bearing capacities of piles of different types for different pile lengths (depths) — $[F_d]$.

Input parameters

The input parameters in step 1 are:

1. Coefficients from regulations.
2. Static sensing results.
3. Probing and pile markings.
4. Characteristics of pile types.
5. AutoCAD file with information on load positions and values.

Calculation of pile geometric characteristics

Absolute heel marks $H_{p,i}$ and pile lengths L_i are calculated for all probing points (depths) (see Fig. 3) for

this purpose, firstly, the difference between the ground surface and pile head marks is calculated:

$$\Delta^0 = H_b^0 - H_p^0. \quad (6)$$

Next, the pile length is calculated as the difference between the depth of the cone penetration test point and the value of Δ^0 :

$$L_i = h_{CPT,i} - \Delta^0. \quad (7)$$

The heel mark of the pile is determined:

$$H_{p,i} = H_b^0 - h_{CPT,i}. \quad (8)$$

Calculation of pile bearing capacities

For each pile variant and for each cone penetration test data file, the bearing capacities of the piles at different pile lengths are determined.

Based on the type of pile, its area and the outer perimeter of the cross-section are determined.

For round piles:

$$\begin{aligned} A &= \frac{\pi d^2}{4}; \\ u &= \pi d. \end{aligned} \quad (9)$$

For square:

$$\begin{aligned} A &= d^2; \\ u &= 4d, \end{aligned} \quad (10)$$

where d is the diameter and side in the case of round and square piles, respectively, m.

The thicknesses of the soil layers are calculated as the differences of two neighbouring pile lengths:

$$h_i = L_i - L_{i-1}. \quad (11)$$

Further, according to Section 7.3.10.1¹, for each pile length, q_s , as the average value of q_s in the section located within one diameter d , above and four diameters, $4d$, below the pile tip mark of the design pile, shall be determined. Defined:

Pile tip bearing capacity value based on the formulas (3) and (4):

$$F_R = \beta_1 q_s \cdot A. \quad (12)$$

The value of the linear bearing capacity on the pile surface for the i -th layer (i -th depth), based on the formulas (3) and (5):

$$F_{f,i} = u \cdot \beta_i f_{si} h_i. \quad (13)$$

The total value of bearing capacity over the surface of the pile:

$$F_f = \sum F_{f,i}. \quad (14)$$

Ultimate resistance of the pile, according to the formula (3):

$$F_u = F_R + F_f. \quad (15)$$

In this way, the values of ultimate resistances for different piles are obtained for each available cone penetration test file. The statistical processing of these tables is then carried out.

Table 2. Price list of piles of different types

Pile type	Price, rub.
C60.30.4-8	5.990
C80.35.8-12	7.910
C90.35.6-12	8.570
C100.35.6-12	9.640
C110.35.6-12	10.510
C120.35.6-12	10.080
C130.35.7-13	13.990
C140.35.8-13	15.390
C150.35.8-13	16.590
C160.35.8-13	18.590
C120.40.6-13	14.390
C130.40.7-13	17.590
C150.40.8-13	20.240
C160.40.8-13	21.090

Statistical processing according to GOST 20522–2012

Statistical processing of the obtained ultimate resistances is carried out. Experimental data for statistical processing is a list of bearing capacity values obtained from the results of calculations on different cone penetration test files at a specific point (depth) for a specific pile type. This statistical processing is carried out for each pile type and length. The result is the calculated pile bearing capacity values.

In case the number of tests (cone penetration test files) is less than 6, then, according to clause 7.3.4¹, the standard value of the ultimate resistance of the pile shall be equal to the lowest value, otherwise, in accordance with clause 6.2², the normative value of the bearing capacity of the pile F_n shall be taken to be equal to the arithmetic mean of $\bar{F}$ and is calculated according to the formula:

$$F_n = \bar{F} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n F_{u,i}, \quad (16)$$

where n is the number of characterization determinations (number of files of cone penetration test); $F_{u,i}$ is the bearing capacity of a certain type of pile at a certain depth for an individual cone penetration test, F_u from the formula (15).

Further, according to clause 6.3, the standard deviation is determined:

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (F_n - F_{u,i})^2}. \quad (17)$$

² GOST 20522–2012. Soils. Methods of statistical processing of test results.

Table 3. Correlation matrix

Magnitude	Price	Length	Diameter	Volume
Price	1.00	0.94	0.72	0.97
Length	0.94	1.00	0.59	0.92
Diameter	0.72	0.59	1.00	0.84
Volume	0.97	0.92	0.84	1.00

A statistical check is performed to exclude possible errors. The partial value F_p , for which the condition is fulfilled, is excluded:

$$|F_n - F_{u,i}| > vS, \quad (18)$$

where v is a statistical criterion depending on n according to Table E.1 of Annex E.

According to clause 6.4, the coefficient of variation V of the bearing capacity of the pile and the accuracy (error) of its average value ρ_a are calculated:

$$V = \frac{S}{F_n};$$

$$\rho_a = \frac{t_\alpha V}{\sqrt{n}}, \quad (19)$$

where t_α is a coefficient taken from Table E.2 of Annex E, depending on the given one-sided confidence probability α and the number of degrees of freedom $K = n - 1$. According to paragraph 7.3.4¹, $\alpha = 0.95$ is assumed.

According to clause 6.5, the soil reliability coefficient γ_g is calculated:

$$\gamma_g = \frac{1}{1 - \rho_a}. \quad (20)$$

According to clause 6.6, the design value F_d of the bearing capacity of the pile is calculated:

$$F_d = \frac{F_n}{\gamma_g}. \quad (21)$$

In this way the design values of the bearing capacities of all types of piles for different pile lengths (depths) are calculated [F_d].

Cost estimation for different piles

In this paper, the cost of piles is estimated by statistical processing of a pile price list freely available on the Internet (see Table 2). The table containing the type, cost and geometrical parameters of the pile is imported from the source data.

For each pair of values: price, length, diameter, volume of pile, Spearman rank correlation coefficient was determined and correlation matrix was made (see Table 3). The table shows that the price of a pile is most correlated with its volume, so the cost of the pile field is further estimated based on the total volume of all piles.

A linear regression model for the volume-price variables has been developed, from which the coefficients have been determined: the tangent of the slope of the linear volume-price relationship, v , and the or-

ordinate of the intersection with the Y axis, v_0 . The coefficients found are used to estimate the price of the pile foundation in Grasshopper. The regression function is represented in the formula (22), the graph in Fig. 4:

$$P(V) = v_0 + v \cdot V, \tag{22}$$

where P — price of one pile; V — volume of one pile; v_0, v — regression parameters.

Thus, the cost of the entire pile field:

$$n \cdot P = n \cdot v_0 + v \cdot V_{tot}, \tag{23}$$

where n is the number of piles; V_{tot} is the total volume of all piles.

Total cost of pile foundation P_{tot} , mln rub., including the cost of pile sinking:

$$P_{tot} = \frac{n \cdot v_0 + v \cdot V_{tot} + L_{tot} \cdot l_0}{10^6}, \tag{24}$$

where L_{tot} is the total length of all piles; l_0 is the cost of sinking 1 linear metre of pile.

Step 2. Processing the foundation load file. Import AutoCAD to Rhino

Input parameters

AutoCAD file with information on load positions and values.

Reading data from an AutoCAD file

The file processed at the input is a plan of the building columns location with the values of loads coming from them (see Fig. 5). Columns, vertical loads and moments are located in separate layers. For correct processing of the file it is necessary to distribute the objects on certain layers (see Table 4). and import the .dwg file

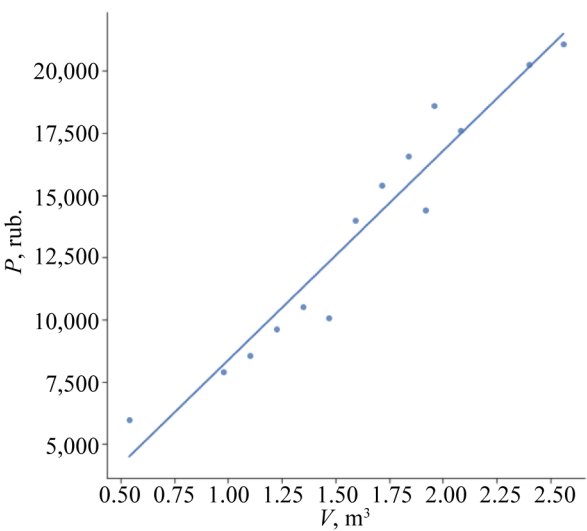


Fig. 4. Graph of the linear regression function

Table 4. AutoCAD file layer name

Object	Layer name
Columns	ren_column
Vertical load N , kN	N
Torque M_y , kN·m	M_y
Torque M_x , kN·m	M_x

into Rhino. The Grasshopper algorithm then uses the layer names to determine the values of loads on the piles.

Step 3. Determination of the optimal pile field. Grasshopper algorithm

The algorithm of step 3 is presented in Fig. 6.

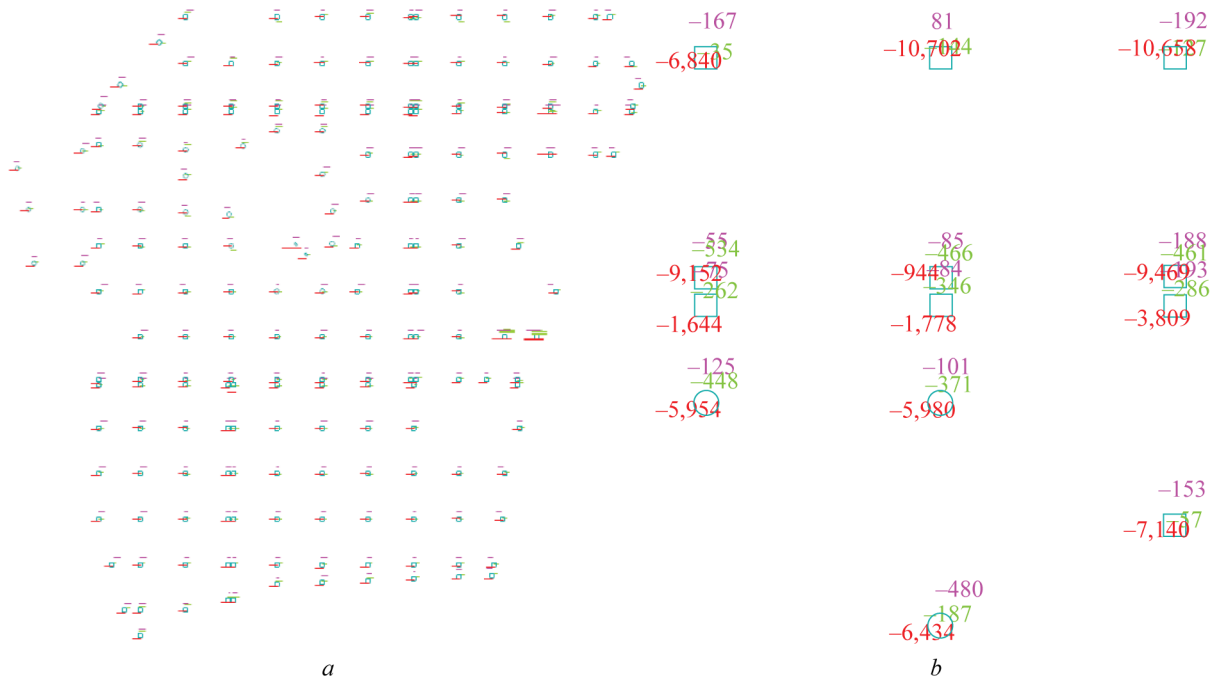


Fig. 5. Input AutoCAD file: a — whole building; b — fragment. Colors on the figure: turquoise — column contours; red — vertical load N , kN; pink — torque M_y , kN·m; light green — torque M_x , kN·m

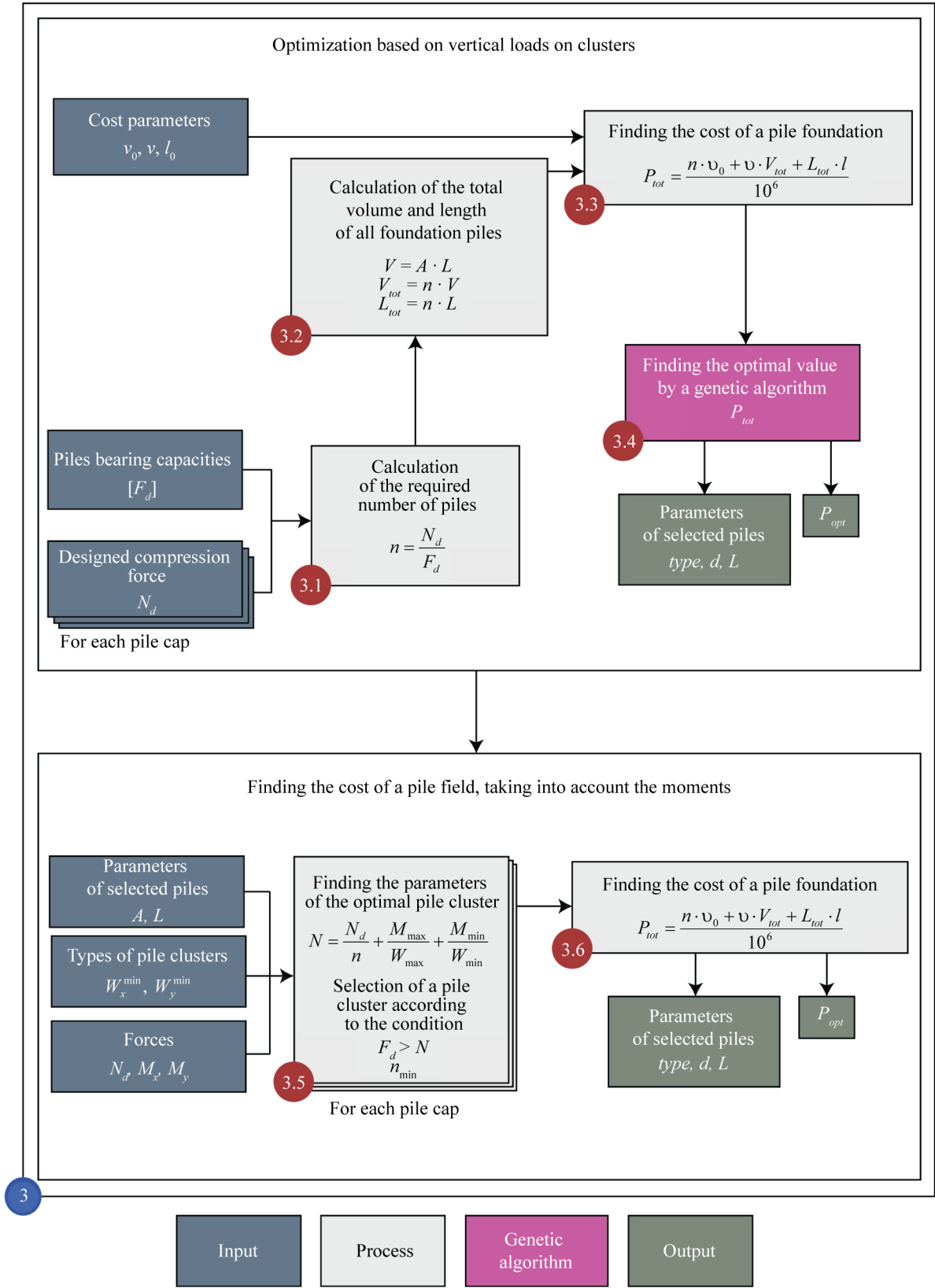


Fig. 6. Schematic diagram of the algorithm for determining the optimal pile field

The task of this algorithm is to optimize (determine the number and placement of piles in piles) the pile field for price based on pile loads and pile bearing capacities.

Input parameters

1. Rhino file with information about the position of loads and their values.

2. File containing calculated values of bearing capacities of piles of different types for different pile lengths (depths of embedment) $[F_d]$.
3. Values of monetary characteristics.

Reading data from a Rhino file

The algorithm determines the columns that are next to each other. If another column is located near one column within 1,200 mm radius from its centre, then they will belong to the same foundation and the loads from them are summed up. The result of file processing is a list of values of loads on N_d .

Finding the optimum considering only vertical forces

In the first iteration, the moments applied to the substructure are not taken into account. If only vertical forces are taken into account, the optimum pile lengths and cross sections are selected.

Read data $[F_d]$

The file processed as input is a table of calculated values of bearing capacities of different pile types for different pile lengths. The result of the file processing is an array of bearing capacity values of different pile types at different pile lengths, pile lengths and pile volumes determined from the pile type code (diameter_round/rectangular). For a square pile, the diameter is the side length.

Calculation of the required number of piles

The required number of piles for each footing is calculated using the formula and rounded upwards:

$$n = \frac{N_d}{F_d}. \quad (25)$$

Calculation of the total volume V_{tot} and total length, L_{tot} of all foundation piles

The found required pile quantities for each footing are summed up and the total number of piles in the foundation is found. From this value, the total volume and total length of the required piles are calculated.

$$\begin{aligned} V &= A \cdot L; \\ V_{tot} &= n \cdot V; \end{aligned} \quad (26)$$

$$L_{tot} = n \cdot L. \quad (27)$$

Determining the cost of a pile foundation

The cost of pile foundation, mln rub., is calculated by formula (24):

$$P_{tot} = \frac{n \cdot v_0 + v \cdot V_{tot} + L_{tot} \cdot l_0}{10^6}.$$

Finding the optimal (minimum) foundation cost P_{opt}

The solution of the optimization problem is implemented using the Galapagos plug-in for Grasshopper, which applies a genetic algorithm to find the optimal value of the target function (fitness function). The vari-

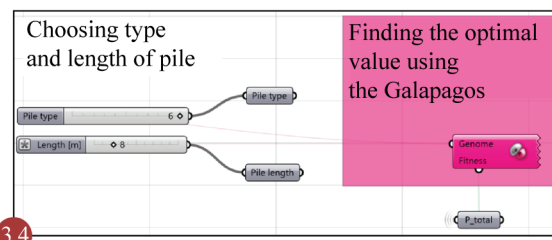


Fig. 7. Application of the Galapagos plugin in Grasshopper to implement the genetic algorithm for finding the optimal solution

ables (genes) are the length and type of piles, which form the set of pile bearing capacities $[F_d]$, and the target function is the cost of pile foundation P_{tot} , which is minimized (see Fig. 7).

The Galapagos plugin implements the application of evolutionary algorithms to solve various problems³. Such algorithms are slow and do not guarantee an exact solution, but they can be applied to a wide range of problems, allow solving poorly formulated problems and retrieving the results of the solution while searching for it, provide easy interaction between the user and the algorithm.

Generation of pile clusters

This block generates different types of pile pads: $\{2 \times 2, 3 \times 3, \dots, 11 \times 11\}$, $\{2 \times 3, 3 \times 4, \dots, 11 \times 12\}$, $\{2 \times 4, 3 \times 5, \dots, 11 \times 13\}$.

According to clause 8.13¹, the distance between the pile axes is assumed to be $3d$. According to clause 7.1.12¹, to determine the design load on the pile, for each type of pile is determined:

- number of piles in the pile n ;
- sum of squares of distances from the main axis to the axis of each pile in the cluster $\sum y_i^2$ and $\sum x_i^2$;
- maximum distance from the main axis to the pile axis $y_{\max}$ and $x_{\max}$.

The smallest resistance moments in the pile with respect to the X and Y axes are calculated (i.e. the calculation is carried out for the most loaded pile in the pile):

$$\begin{aligned} W_x^{\min} &= \frac{\sum y_i^2}{y_{\max}}; \\ W_y^{\min} &= \frac{\sum x_i^2}{x_{\max}}. \end{aligned} \quad (28)$$

Determination of the cost of the pile field taking into account the moments

Reading Moments

The algorithm processes the Rhino input file and summarizes the moments belonging to a single arch (in

³ I eat bugs for breakfast: evolutionary principles applied to problem solving. *Blog on WordPress.com*. URL: <https://ieatbugsforbreakfast.wordpress.com/2011/03/04/epatps01/> (accessed 12.02.2023).

Table 5. Table from the file “Betta_f.csv”, containing the values of the coefficient β_f , taken according to Table 7.16¹

soil_type	f_kPa	beta_i
sand	0	0.75
sand	20	0.75
sand	40	0.6
sand	60	0.55
sand	80	0.5
sand	100	0.45
sand	120	0.4
clay	0	1
clay	20	1
clay	40	0.75
clay	60	0.6
clay	80	0.45
clay	100	0.4
clay	120	0.3

Table 6. Table from the file “Betta1_q.csv”, containing the values of the coefficient β_1 , taken according to Table 7.16¹

q_kPa	beta_1
0	0.9
1,000	0.9
2,500	0.8
5,000	0.65
7,500	0.55
10,000	0.45
15,000	0.35
20,000	0.3
30,000	0.2
100,000	0.2

Table 7. Fragment of the table of input data of CPT results

depth_m	q_MPa	f_kPa	soil_type	depth_m
2.3	2.8	0.8	sand	2.3
2.4	13.8	20	sand	2.4
2.5	11.7	41	sand	2.5
2.6	16	47	sand	2.6
2.7	17.5	49	sand	2.7
2.8	18.1	51	sand	2.8
2.9	18.2	48	sand	2.9
...	...	...	...	...

the case when there are several columns in one arch). In this way, the total moments M_x and M_y are determined for each of the columns. Then, the largest of the values M_x and M_y is assigned the designation $M_{\max}$, the smallest — $M_{\min}$.

Table 8. Table from the file “Boring_elev.csv”, containing values of marks

CPT_label	bore_elevation_m	pile_top_elevation_m	CPT_top_elevation_m
1_18	38.9	38.5	36.6
5_18	38.5	38.5	37.2
10_18	38.1	38.5	36.6
11_18	38.5	38.5	36.4
12_18	38.2	38.5	36.4
15_18	37.8	38.5	36.5
18_18	37.9	38.5	35.5
19_18	37.6	38.5	33.9
25_18	37	38.5	33.7

Table 9. Table from file “pile_variants.csv” containing pile variants

type	diameter
circular	0.3
rectangular	0.3
circular	0.35
rectangular	0.35
circular	0.4
rectangular	0.4

Selection of pile clusters

The type of pile with the smallest number of piles, which passes the strength condition, is selected for each foundation frame according to the formulas (1) and (2):

$$F_d \geq N; \quad (29)$$

$$N = \frac{N_d}{n} + \frac{M_{\max}}{W_{\max}} + \frac{M_{\min}}{W_{\min}}, \quad (30)$$

where $W_{\max}$ and $W_{\min}$ correspond to $W_x^{\min}$ and $W_x^{\min}$.

After selecting the appropriate cluster type for each foundation frame, calculations are made:

- efficiency factor $k_{M/N}$:

$$k_{M/N} = \frac{N}{N_d}; \quad (31)$$

- ratio of added piles:

$$\frac{n_M}{n}. \quad (32)$$

The presence of wrenching forces is checked:

$$F_{wr} = \frac{N_d}{n} - \frac{M_{\max}}{W_{\max}} - \frac{M_{\min}}{W_{\min}} < 0. \quad (33)$$

Calculating the final price

Based on the new value of the total number of piles required, the total volume and length of the piles are

Table 10. Table from the file “Student.csv” containing the values of the coefficient t_{α}

$K = n - 1$	0.85	0.9	0.95	0.975	0.98	0.99
3	1.25	1.64	2.35	3.18	3.45	4.54
4	1.19	1.53	2.13	2.78	3.02	3.75
5	1.16	1.48	2.01	2.57	2.74	3.36
6	1.13	1.44	1.94	2.45	2.63	3.14
7	1.12	1.41	1.9	2.37	2.54	3
8	1.11	1.4	1.86	2.31	2.49	2.9
9	1.1	1.38	1.83	2.26	2.44	2.82
10	1.1	1.37	1.81	2.23	2.4	2.76
11	1.09	1.36	1.8	2.2	2.36	2.72
12	1.08	1.36	1.78	2.18	2.33	2.68
13	1.08	1.35	1.77	2.16	2.3	2.65
14	1.08	1.34	1.76	2.15	2.28	2.62
15	1.07	1.34	1.75	2.13	2.27	2.6
16	1.07	1.34	1.75	2.12	2.26	2.58
17	1.07	1.33	1.74	2.11	2.25	2.57
18	1.07	1.33	1.73	2.1	2.24	2.55
19	1.07	1.33	1.73	2.09	2.23	2.54
20	1.06	1.32	1.72	2.09	2.22	2.53
25	1.06	1.32	1.71	2.06	2.19	2.49
30	1.05	1.31	1.7	2.04	2.17	2.46
40	1.05	1.3	1.68	2.02	2.14	2.42
60	1.05	1.3	1.67	2	2.12	2.39

recalculated and the cost of the pile foundation is specified according to formula (24).

RESEARCH RESULTS

The algorithms described above are implemented using Python language — step 1, Rhino 3D modelling software — step 2, and Grasshopper visual programming language — step 3. The configuration and optimum cost of the pile foundation is determined, taking as input the design of the job being developed by Renaissance Construction.

Static well sensing data processing. Python algorithm

The input data in Step 1 are Excel spreadsheets, the contents of these spreadsheets are shown in Table 5–11. The input data are:

- 1. Files “Betta_f.csv” and “Betta1_q.csv” with values of coefficients β_i and β_1 taken according to Table 7.16.¹ (see Table 5–6).
- 2. Set of static sounding results files “CPTs\[file].csv”. Each file in the “CPTs” directory contains a table of values: qsi, fsi, soil type for different probing points (depths) hCPTi (see Table 7).
- 3. File “Boring_elev.csv” containing the values of the marks: boring (ground surface) Hb0, pile head Hp0, probing start level HCPT0 for each individual statzoning (see Table 8).

Table 11. Table fragment from the file “v_criteria.csv”, containing values of the statistical criterion v

n	v
3	1.41
4	1.71
5	1.92
6	2.07
7	2.18
8	2.27
9	2.35
...	...

4. File “pile_variants.csv” containing pile variants. Each variant corresponds to circular or rectangular shape and diameter d, m (see Table 9).

5. The file “Student.csv” containing the values of the coefficient t_{α} , taken according to Table E2 of Annex E² (see Table 10).

6. File “v_criteria.csv” containing the values of the statistical criterion v , taken according to Table E1 of Annex E² (see Table 11).

All input data are imported into the data frame tables of the Pandas (Python) library and transformed for convenient processing. Then, the data from the tables are processed according to the algorithm described in the previous section: geometric characteristics of piles and their bearing capacities are calculated. The result

Table 12. Fragment of the table of carrying capacities, the result of the algorithm of step 1, file “pile_bc.csv”

pile_length_m	0.3_circular	0.3_rectangular	0.35_circular	0.35_rectangular	0.4_circular	0.4_rectangular
1.6	164.13	208.98	—	—	—	—
1.7	230.50	293.48	352.96	449.40	454.33	578.47
1.8	271.53	345.73	401.08	510.67	497.84	633.87
1.9	278.20	354.22	393.76	501.35	477.07	607.42
2.0	268.43	341.77	372.25	473.96	449.32	572.09
2.1	272.77	347.30	345.93	440.46	412.81	525.60
2.2	207.13	263.73	331.24	421.74	395.01	502.94
2.3	204.11	259.89	269.78	343.50	325.40	414.32
2.4	170.66	217.29	249.38	317.52	301.15	383.44
2.5	175.72	223.73	259.16	329.97	329.77	419.87
2.6	192.29	244.83	275.29	350.50	339.34	432.06
2.7	175.15	223.01	231.49	294.74	281.40	358.29
2.8	177.96	226.59	231.56	294.83	282.23	359.34
2.9	178.05	226.70	225.12	286.63	273.36	348.05
3.0	152.15	193.72	190.52	242.58	231.21	294.39
3.1	143.40	182.58	181.16	230.67	226.66	288.59
3.2	144.70	184.24	188.82	240.41	237.28	302.11
3.3	171.36	218.18	196.62	250.35	242.39	308.62
...	...	...	...	...	...	...

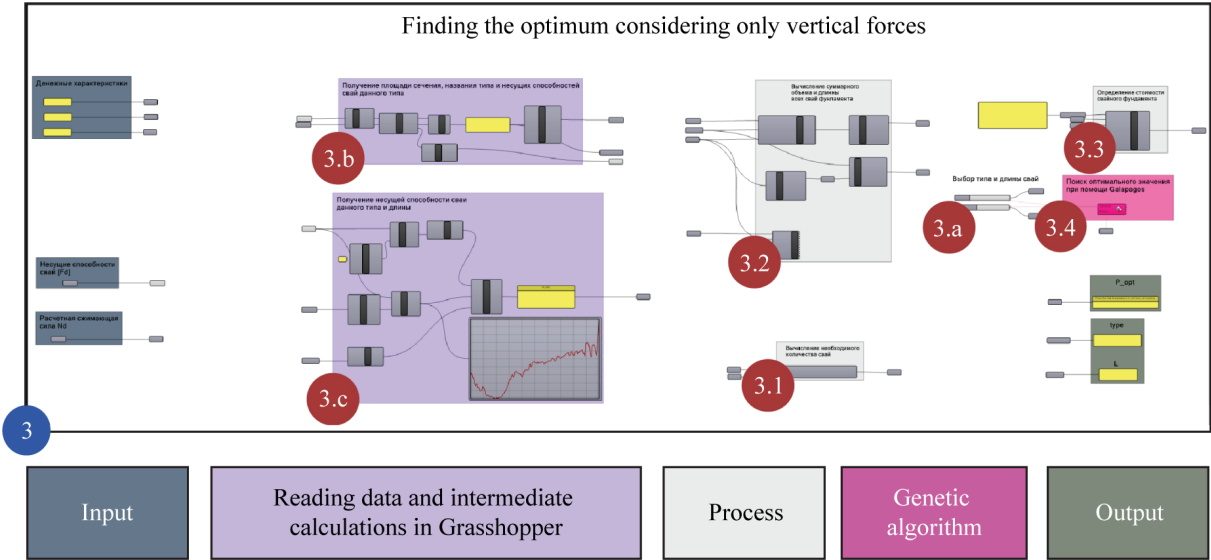


Fig. 8. Search for optimum considering only vertical forces, Grasshopper algorithm: 3.a — selection of the type and length of piles; 3.b — obtaining the cross-sectional area, type name and bearing capacity of piles of a given type; 3.c — obtaining the bearing capacity of a pile of a given type and length; 3.1 — calculating the required number of piles; 3.2 — calculating the total volume and length of all foundation piles; 3.3 — determining the cost of the pile foundation; 3.4 — finding the optimum value of the foundation cost using Galapagos

of this processing is the table of bearing capacities, which is saved in the file “pile_bc.csv”, see Table 12.

File cost estimation

The input data is the file “pile_prices.csv” containing the cost values of the different piles (see Table 2).

A linear regression model for the volume-price variables was created using this data, from which the coefficients were determined:

$$\begin{aligned} v_0 &= -53.37; \\ v &= 8,416.95. \end{aligned}$$

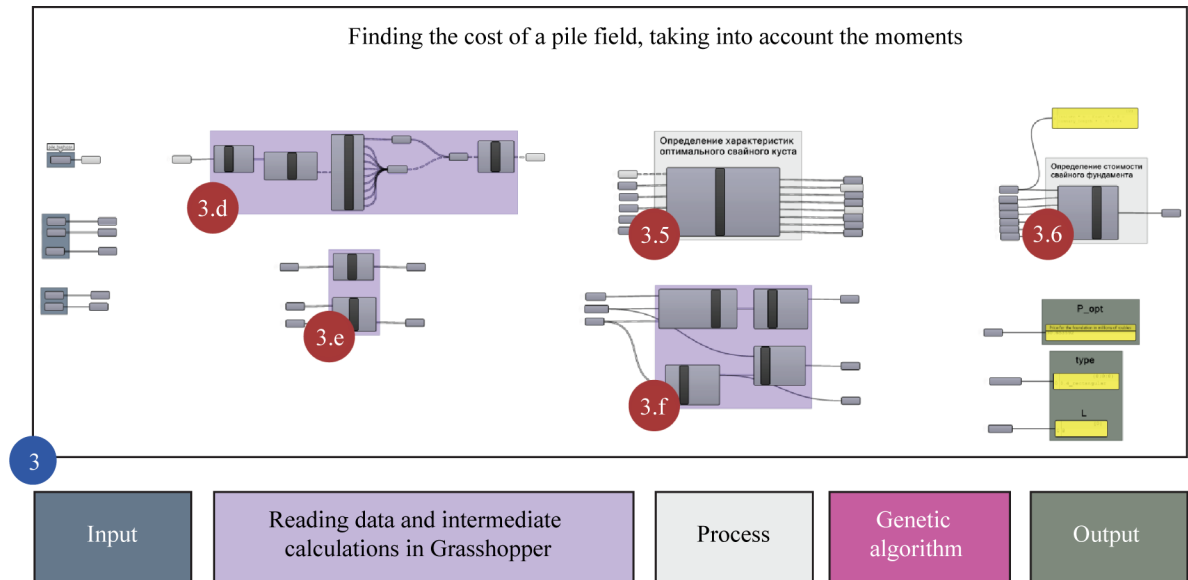


Fig. 9. Determining the cost of a pile field, taking into account the moments, Grasshopper algorithm: 3.d — data processing of pile clusters; 3.e — processing of data on loads and bearing capacities of piles; 3.5 — determination of the characteristics of the optimal pile cluster; 3.f — determination of the total number, length and volume of all piles; 3.6 — finding the cost of pile foundation

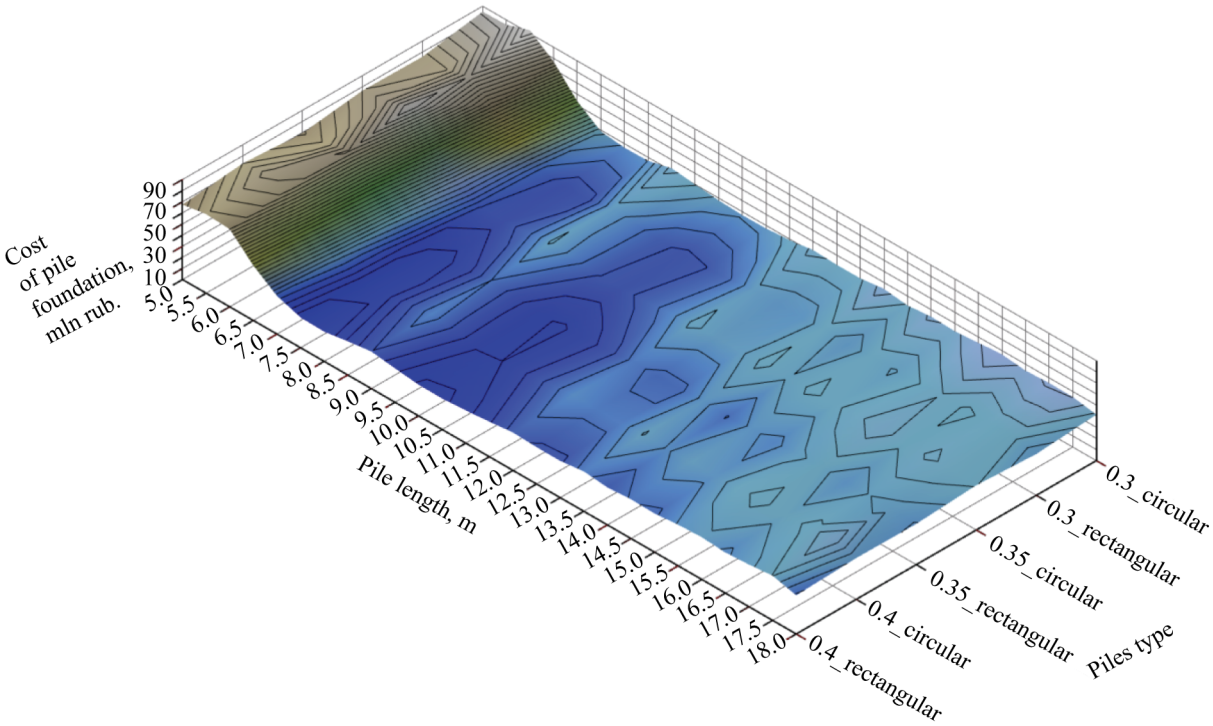


Fig. 10. Optimization space: X — pile type (diameter_shape); Y — pile length, m; Z — price of pile field, mln rub.

The cost of sinking 1 p.m. of pile is taken according to the experienced data of Renaissance Construction:

$$l_0 = 650.$$

Initial foundation data. AutoCAD file

As input data, the design of the job being developed by Renaissance Construction as a graphic job for the four

ditions in AutoCAD drawing format was accepted.

Determination of the optimum pile field

The schematics in Fig. 8, 9 show the schematics of the algorithm in Grasshopper to determine the optimal pile foundation.

Based on the foundation cost calculations, an optimization space is constructed, see Fig. 10.

CONCLUSION AND DISCUSSION

By implementing the developed algorithm, the following results are available:

1. Statistical processing:
 - the importance of the bearing capacity of piles;
 - price of piles.
2. Visualization of the optimization space.
3. Generation of pile cluster options and calculation of their parameters.
4. Information on selected pile clusters:
 - utilization rate;
 - selected optimal pile cluster;
 - presence of stretched piles in the clusters;
 - comparison of the optimization results with the actual ones from the parameters of the clusters.
5. Export to text, tabular, graphical formats.

The developed algorithm can be used for preliminary calculation and quick evaluation of pile founda-

tion variants. The required data can be generated from calculation programmes.

Alternatively, one can perform the selection and optimization directly in Python code, using Grasshopper and Rhino only to extract the effort and then visualize the results.

Directions for further research:

- incorporate the layering of the geotechnical engineering element (GEE) into the computational model;
- evaluate the load carrying capacity of each bund and its cluster independently and according to the buried GEE beneath it;
- add optimization by clustering by position in the pile field and/or loads (combinations of different pile configurations);
- incorporate into the model and take into account the non-linearity of the behaviour of the soil mass, doing so without compromising the speed of the algorithm;
- incorporate calculations for loss of overall stability of pile foundation footings into the model.

REFERENCES

1. Viktorova O.L., Fateev D.A. Justification of the adopted version of the structural solution of the foundations. *Modeling and Mechanics of Constructions*. 2021; 13:184-193. EDN NHOLMJ. (rus.).
2. Sokolov N.S. Choice of drill piles type by technical and economic parameters. *New in architecture, design of construction structures and reconstructions : materials of the IV International (X All-Russian) Conference*. 2018; 430-438. EDN MBODWE. (rus.).
3. Melnikov V.A., Alekseev N.S., Ionov K.I. A comparative analysis of methodologies for calculating precipitation pile foundations. *Modern Scientific Researches and Innovations*. 2015; 9-1(53):37-45. EDN ULQMFZ. (rus.).
4. Stolnikova K.A., Petrochenko M.V. Dependence of the estimated cost of pile foundation works on the level of detail (LOD) of the BIM model. *Civil Engineering Department Science Week : proceedings of the All-Russian Conference in 3 parts*. 2021; 64-67. EDN AUVMEV. (rus.).
5. Georgiev N.G., Shumilov K.A. The use of visual programming in the modeling of building structures. *Innovation. Science. Education*. 2021; 34:1418-1422. EDN AAXTTM. (rus.).
6. Banihashemi S., Tabadkani A., Hosseini M.R. Integration of parametric design into modular coordination: A construction waste reduction workflow. *Automation in Construction*. 2018; 88:1-12. DOI: 10.1016/j.autcon.2017.12.026
7. Girardet A., Botton C. A parametric BIM approach to foster bridge project design and analysis. *Automation in Construction*. 2021; 126:103679. DOI: 10.1016/j.autcon.2021.103679
8. Nadyrshina N., Nadyrshina L., Khafizov R., Ibragimova N., Mkhitarian K. Parametric methods for constructing the Islamic ornament. *E3S Web of Conferences*. 2021; 274:09009. DOI: 10.1051/e3sconf/202127409009
9. Freitas J., Cronemberger J., Soares R.M., Amorim C.N.D. Modeling and assessing BIPV envelopes using parametric Rhinoceros plugins Grasshopper and Ladybug. *Renewable Energy*. 2020; 160:1468-1479. DOI: 10.1016/j.renene.2020.05.137
10. Preisinger C. Linking structure and parametric geometry. *Architectural Design*. 2013; 83(2):110-113. DOI: 10.1002/ad.1564
11. He L., Li Q., Gilbert M., Shepherd P., Rankine C., Pritchard T. et al. Optimization-driven conceptual design of truss structures in a parametric modeling environment. *Structures*. 2022; 37:469-482. DOI: 10.1016/j.istruc.2021.12.048
12. Lartigue B., Lasternas B., Loftness V. Multi-objective optimization of building envelope for energy consumption and daylight. *Indoor and Built Environment*. 2014; 23(1):70-80. DOI: 10.1177/1420326X13480224
13. Li J., Zhao H. Multi-objective optimization and performance assessments of an integrated energy system based on fuel, wind and solar energies. *Entropy*. 2021; 23(4):431. DOI: 10.3390/e23040431
14. Wortmann T., Natanian J. Multi-objective optimization for zero-energy urban design in China: A benchmark. *Proceedings of the SimAUD*. 2020; 203-210.
15. Benjaoran V., Peansupap V. Grid-based construction site layout planning with particle swarm optimisation and travel path distance. *Construction Management and Economics*. 2020; 38(8):673-688. DOI: 10.1080/01446193.2019.1600708
16. Turrin M., von Buelow P., Stouffs R. Design explorations of performance driven geometry in architectural design using parametric modeling and genetic

algorithms. *Advanced Engineering Informatics*. 2011; 25(4):656-675. DOI: 10.1016/j.aei.2011.07.009

17. Yang D., Sun Y., Turrin M., Von B.P., Paul J. Multi-objective and multidisciplinary design optimization of large sports building envelopes: a case study. *Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium*. 2015.

18. Rutten D. Galapagos: On the Logic and Limitations of Generic Solvers. *Archit Design*. 2013; 83; 132-135. DOI: 10.1002/ad.1568

19. Petrash A.V., Petrash R.V. The choice of the type of pile foundations, subject to the most complete use of their bearing capacity by material. *The Future of Science — 2013 : Proceedings of the International Youth Scientific Conference*. 2013; 170-173. EDN TMFFTT. (rus.).

20. Oh Y.P., Mohamad Ismail M.A. Pile length optimization by using shaft friction and end bearing curves developed from instrumented pile load test. *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C*. 2023; 129:103278. DOI: 10.1016/j.pce.2022.103278

Received February 24, 2023.

Adopted in revised form on May 25, 2023.

Approved for publication on September 26, 2023.

B I O N O T E S : **Pavel N. Nedviga** — assistant of higher school of industrial, civil and road construction; **Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University (SPbPU)**; 29 Polytechnicheskaya st., Saint Petersburg, 194064, Russian Federation; ID RSCI: 4626-6726, ResearcherID: HCH-2842-2022, ORCID: 0000-0003-0857-8301; pavel.nedviga@gmail.com;

Anna A. Kukina — senior lecturer of higher school of industrial, civil and road construction; **Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University (SPbPU)**; 29 Polytechnicheskaya st., Saint Petersburg, 194064, Russian Federation; ID RSCI: 1069471, Scopus: 57224191176, ResearcherID: AAB-9076-2021, ORCID: 0000-0003-4271-7408; kukina_aa@spbstu.ru;

Maksim A. Tachkov — student of higher school of industrial, civil and road construction; **Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University (SPbPU)**; 29 Polytechnicheskaya st., Saint Petersburg, 194064, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-7831-7548; politech_maks21992199@mail.ru.

Contribution of the authors:

Pavel N. Nedviga — development of the method.

Anna A. Kukina — scientific editing.

Maksim A. Tachkov — writing of the article.

Authors have no conflict of the interests.

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 532.5

DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.3

Исследование гидродинамического воздействия на неравномерно заглубленный трубопровод в проницаемом дне

Дмитрий Юрьевич Шерстнёв, Юлия Вадимовна Брянская

Национальный исследовательский Московский государственный строительный
университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. При проектировании трубопроводных переходов различного назначения решение многих инженерных задач связано с расчетом распределения скоростей и оценкой создаваемых ими гидравлических сопротивлений. Поскольку теоретическим путем оценить величину коэффициентов гидродинамического сопротивления и подъемной силы затруднительно, обычно прибегают к экспериментальным исследованиям. Трубопровод по отношению к потоку может располагаться по-разному, также на практике трубопроводы заглубляют в дно водотока. В физических экспериментах часто моделируется частично заглубленный трубопровод путем усечения заглубленного участка трубопровода. Такая схема экспериментальной установки больше подходит для трубопровода, расположенного в непроницаемом дне. В действительности подверженное эрозии дно бывает пористое и проницаемое.

Материалы и методы. Численно исследованы гидродинамические силы, действующие на трубопровод с неравномерным заглублением с обеих сторон, на проницаемом дне. Для моделирования течения в жидкости применяются двумерные уравнения Навье – Стокса, усредненные по Рейнольдсу с k - ϵ моделью турбулентности. Предполагается, что просачивающийся поток на проницаемом дне подчиняется закону Дарси, уравнение Лапласа решается для расчета порового давления в предположении изотропного и однородного дна. Рассматриваются структура потока и распределение давления вокруг трубопровода. Для численного моделирования использован программный комплекс (ПК) ANSYS Fluent.

Результаты. Установлено, что структура течения вокруг трубопровода асимметрична из-за разницы уровней дна с двух сторон трубопровода. В ПК ANSYS Fluent был смоделирован процесс размыва песчаного дна в зоне размещения трубопровода. Выполнено сравнение результатов расчета при различных расходах. Выявлено, что существует очевидная разница между гидродинамическими силами, испытываемыми трубопроводом, из-за асимметричной структуры потока вокруг трубопровода.

Выводы. Выявлены пиковые значения внешних сил и подъемной силы, уменьшающейся по мере увеличения значения заглубления в дно, за трубопроводом e_2/D . Максимальная погрешность сил сопротивления и подъемной силы, вычисленная с использованием ряда Фурье шестого порядка, составляет около 4 %.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: численное моделирование, обтекание трубопровода, проницаемое дно, неравномерное заглубление трубопровода, подводный трубопровод

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Шерстнёв Д.Ю., Брянская Ю.В. Исследование гидродинамического воздействия на неравномерно заглубленный трубопровод в проницаемом дне // Строительство: наука и образование. 2023. Т. 13. Вып. 4. Ст. 3. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.3

Автор, ответственный за переписку: Дмитрий Юрьевич Шерстнёв, sherstnevdmritii@yandex.ru.

Investigation of hydrodynamic impact on an unevenly buried pipeline in a permeable bottom

Dmitry Yu. Sherstnev, Yuliya V. Bryanskaya

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU);
Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. When designing pipeline crossings for various purposes, the solution of many engineering problems is associated with the calculation of velocity distribution and estimation of hydraulic resistance created by them. Since it is very difficult to estimate the value of hydrodynamic resistance coefficients and lifting force by theoretical means, experimental studies are usually resorted to. Pipelines can be positioned in different ways in relation to the flow, and in practice pipelines are also buried in the bottom of the watercourse. In physical experiments, a partially buried pipeline is often modelled by truncating the buried section of the pipeline. This experimental setup is more suitable for a pipeline located in an impermeable bottom. In reality, erosion-prone bottoms are often porous and permeable.

Materials and methods. Hydrodynamic forces acting on a pipeline with uneven depth on both sides, on a permeable bottom, are numerically studied. Two-dimensional Navier – Stokes equations averaged over Reynolds with k – ϵ turbulence model are used to simulate fluid flow. The seepage flow at the permeable bottom is assumed to obey Darcy's law, the Laplace equation is solved to calculate the pore pressure assuming an isotropic and homogeneous bottom. The flow structure and pressure distribution around the pipeline are considered. The ANSYS Fluent software package is used for numerical modelling.

Results. It was found that the flow structure around the pipeline is asymmetric due to the difference in bottom levels on the two sides of the pipeline. The process of scouring of the sandy bottom in the area of the pipeline location was modelled in ANSYS Fluent. Comparison of calculation results at different flow rates was made. It was found that there is an obvious difference between the hydrodynamic forces experienced by the pipeline due to the asymmetric flow structure around the pipeline.

Conclusions. Peak values of external forces and lift force decreasing as the value of depth into the bottom behind the pipeline increases (e_2/D). The maximum error of the drag and lift forces calculated using sixth order Fourier series is about 4 %.

KEYWORDS: numerical modelling, pipeline flow, permeable bottom, uneven pipeline depth, underwater pipeline

FOR CITATION: Sherstnev D.Yu., Bryanskaya Yu.V. Investigation of hydrodynamic impact on an unevenly buried pipeline in a permeable bottom. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2023; 13(4):3. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.3

Corresponding author: Dmitry Yu. Sherstnev, sherstnevdmirii@yandex.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Оценка устойчивости трубопроводных переходов через водоемы необходима для выполнения требований эксплуатации трубопроводов и продления срока их службы. Исследование существующих трубопроводов показывает, что большая их часть проложена разными способами. Степень заглубления часто варьируется по маршруту трубопровода, а также по обе стороны трубопровода. Понимание гидродинамических сил на частично заглубленных трубопроводах важно для оценки устойчивости трубопроводов, расположенных на дне водотока [1–5].

В настоящее время проведены исследования гидродинамических сил, действующих на трубопровод, вызванных волнами и течениями [6–21]. В работе [22] выполнена серия испытаний по изучению гидродинамического воздействия на защищенных трубопроводах, взаимодействующих с водным потоком. Эффект укрытия достигался частичным заглублением трубопровода или укладкой трубопровода в открытую траншею. Установлено, что гидродинамические силы, действующие на частично заглубленный трубопровод, значительно уменьшаются с увеличением заглубления в дно. Например, для трубопровода с заглублением 40 % коэффициенты сопротивления и инерции были снижены на 60 %, а коэффициент подъемной силы — на 30 %.

В физических экспериментах часто моделируется частично заглубленный трубопровод путем усечения его заглубленного участка. Например, в труде [22] описана модель трубопровода, которая была помещена на 3,0 мм выше твердого плоского дна, а середина зазора загерметизирована для измерения гидродинамических сил на частично заглубленном трубопроводе. Такая испытательная установка больше подходит для трубопровода, заложеного в непроницаемом дне, а не в проницаемом. В действительности следует учитывать, что дно

пористое и проницаемое. Поровое давление, создаваемое фильтрационным потоком, оказывает существенное гидродинамическое воздействие на трубопровод. Н. Ан и соавт. [23] численно смоделировали гидродинамическое воздействие на трубопровод, частично заглубленный в плоское проницаемое дно, в условиях комбинированного колебательного потока и стационарного течения.

Исследование гидродинамических сил, действующих на трубопровод, рассматривалось путем объединения моделирования фильтрационного потока с моделированием течения над дном. Было обнаружено, что гидродинамические силы уменьшаются с увеличением глубины залегания. Снижение коэффициентов гидродинамического сопротивления и подъемной силы оказывается линейным с увеличением глубины залегания [24]. Также определено, что проницаемое дно оказывает значительное влияние на горизонтальную силу, в то время как влияние на подъемную силу незначительно [25].

Исследования, проведенные в отношении гидродинамических сил на частично заглубленном трубопроводе, основаны исключительно на предположении, что уровни дна по обе стороны трубопровода одинаковы. Экспериментальный результат Y.M. Chiew [26] показал, что профили дна с двух сторон частично заглубленного трубопровода могут значительно различаться из-за местного размыва и переноса наносов. Однако гидродинамика частично заглубленного трубопровода с неровной засыпкой с обеих сторон изучена недостаточно.

В данной работе численно исследуются гидродинамические силы, действующие на частично заглубленный трубопровод с неравномерным заглублением по обе стороны трубопровода. На рис. 1 показана схема трубопровода, частично заглубленного в неровное дно. Глубина заглубления трубопровода с двух сторон определяется как e_1 и e_2 соответственно (рис. 1).

Численное моделирование проводилось в программном комплексе (ПК) ANSYS Fluent при раз-

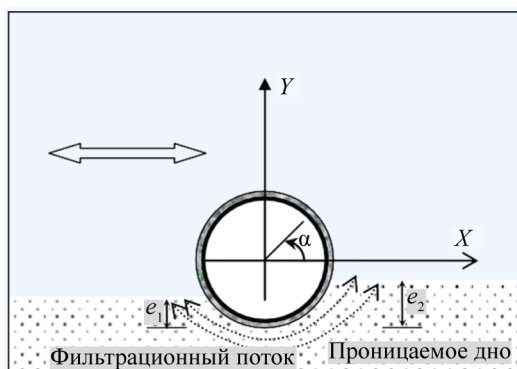


Рис. 1. Схема расположения частично заглубленного трубопровода

личных значениях чисел Рейнольдса: $Re = 2,2 \cdot 10^5$; $Re = 3,2 \cdot 10^5$; $Re = 4 \cdot 10^5$, двух значениях $e_1/D = 0,02$ и $0,5$ и пяти значениях $e_2/D = 0,1$; $0,3$; $0,5$; $0,8$ и $0,98$. При этом исследованы структуры течения, распределение давления и силовые воздействия на трубопровод.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

При проведении моделирования было принято расположение системы координат в центре трубопровода, как показано на рис. 1. Положение точки на поверхности трубопровода определяется углом α , который начинается с нулевой точки по оси X и вращается против часовой стрелки [22].

Для моделирования турбулентности использована стандартная $k-\epsilon$ модель [27], основанная на уравнениях переноса кинетической энергии

турбулентности k и скорости ее диссипации ϵ . Расчетная область дискретизируется структурированными 4-узловыми четырехугольными элементами, как показано на рис. 2 ($e_1/D = 0,5$ и $e_2/D = 0,3$). Общее количество узлов расчетной сетки (рис. 2) равно 27 018. Сетка высокой плотности используется вокруг твердых границ обтекаемой поверхности трубопровода для обеспечения точности прогнозирования течения в пограничном слое [28].

Открытая часть поверхности трубы разбита на 200 узлов, а минимальный размер элемента в радиальном направлении рядом с поверхностью трубопровода составляет $0,0001D$. Заглубленная часть поверхности трубы разбита на 100 элементов. Моделирование выполнялось для каждого случая заглубления и числа Рейнольдса. Пример сетки приведен на рис. 2.

Предполагается, что фильтрация жидкости в пористой среде подчиняется закону Дарси. Уравнение Лапласа решается методом конечных элементов для

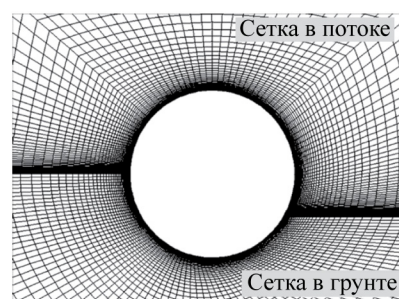


Рис. 2. Пример сетки $e_1/D = 0,5$; $e_2/D = 0,3$

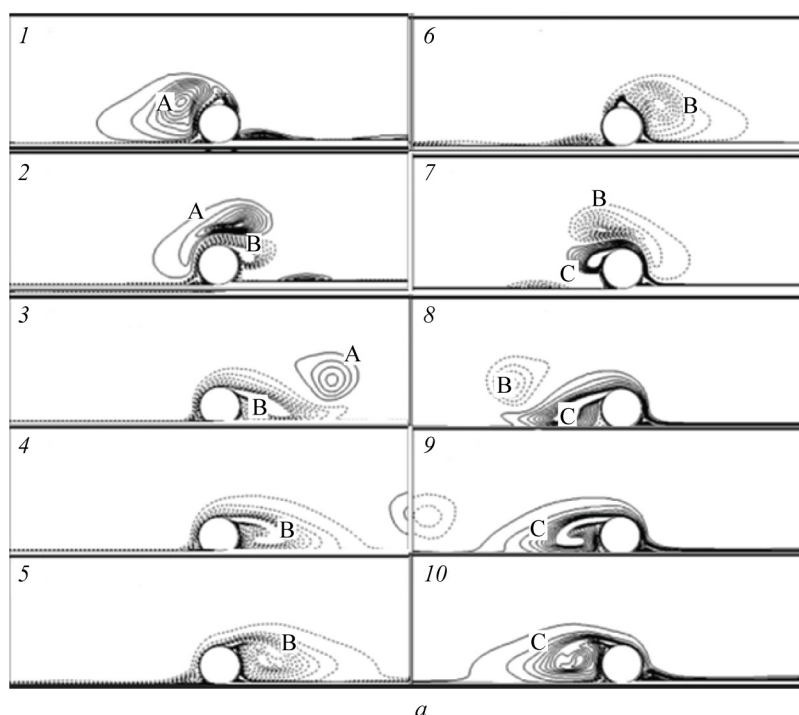


Рис. 3. Структура течения: a — $e_1/D = 0,02$; $e_2/D = 0,1$; $Re = 3,2 \cdot 10^5$; b — $e_1/D = 0,02$; $e_2/D = 0,5$; $Re = 3,2 \cdot 10^5$; c — $e_1/D = 0,02$; $e_2/D = 0,98$; $Re = 3,2 \cdot 10^5$

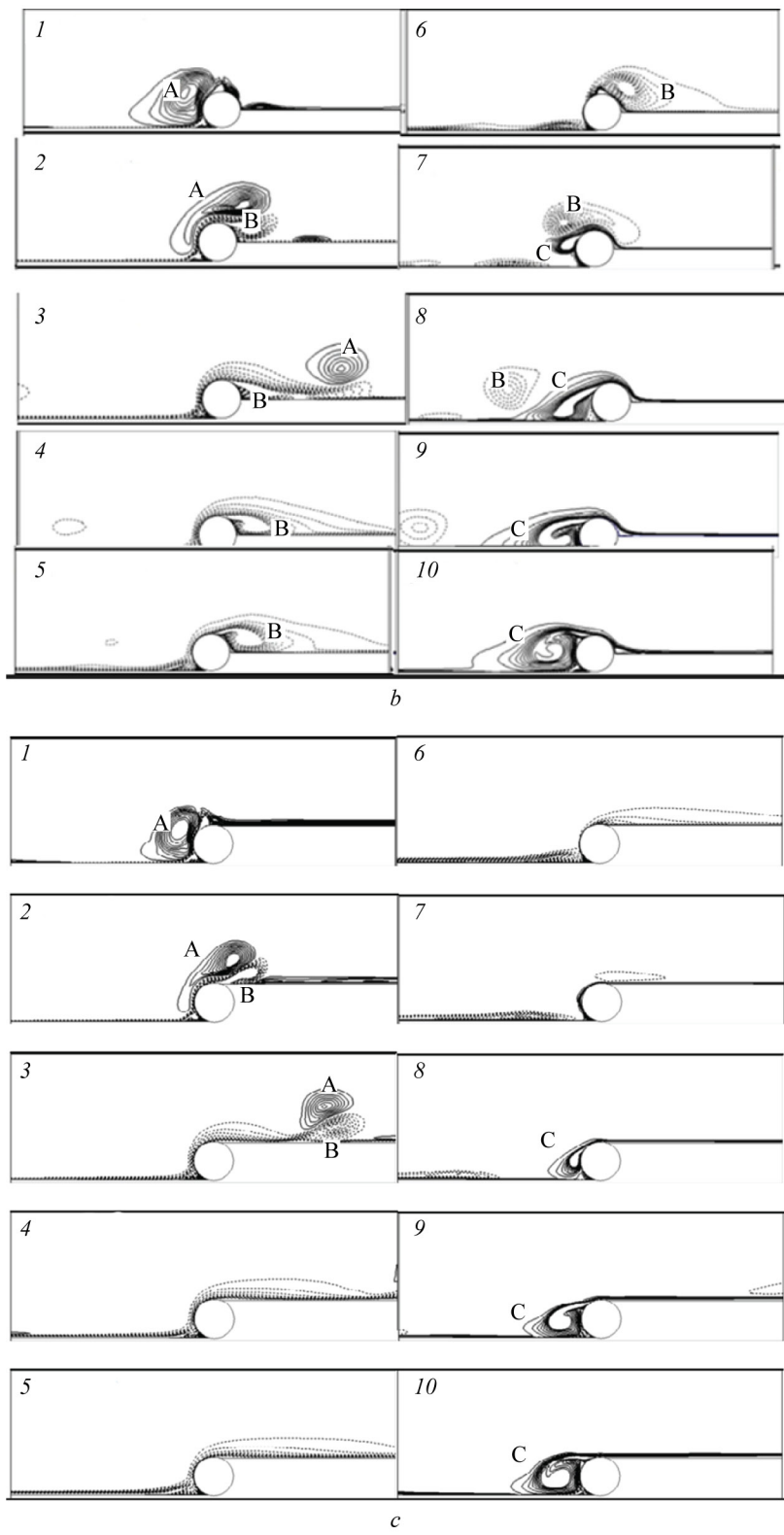


Рис. 3. Структура течения: *a* — $e_1/D = 0,02$; $e_2/D = 0,1$; $Re = 3,2 \cdot 10^5$; *b* — $e_1/D = 0,02$; $e_2/D = 0,5$; $Re = 3,2 \cdot 10^5$; *c* — $e_1/D = 0,02$; $e_2/D = 0,98$; $Re = 3,2 \cdot 10^5$ (окончание)

определения порового давления в грунте. Уравнение Лапласа имеет вид:

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} = 0.$$

На каждом шаге расчетного времени поле течения над дном сначала рассчитывалось путем решения двумерных уравнений движения вязкой жидкости Навье – Стокса, осредненных по Рейнольдсу. Взаимодействие фаз учитывается через общее давление и коэффициенты межфазного обмена. Гео-

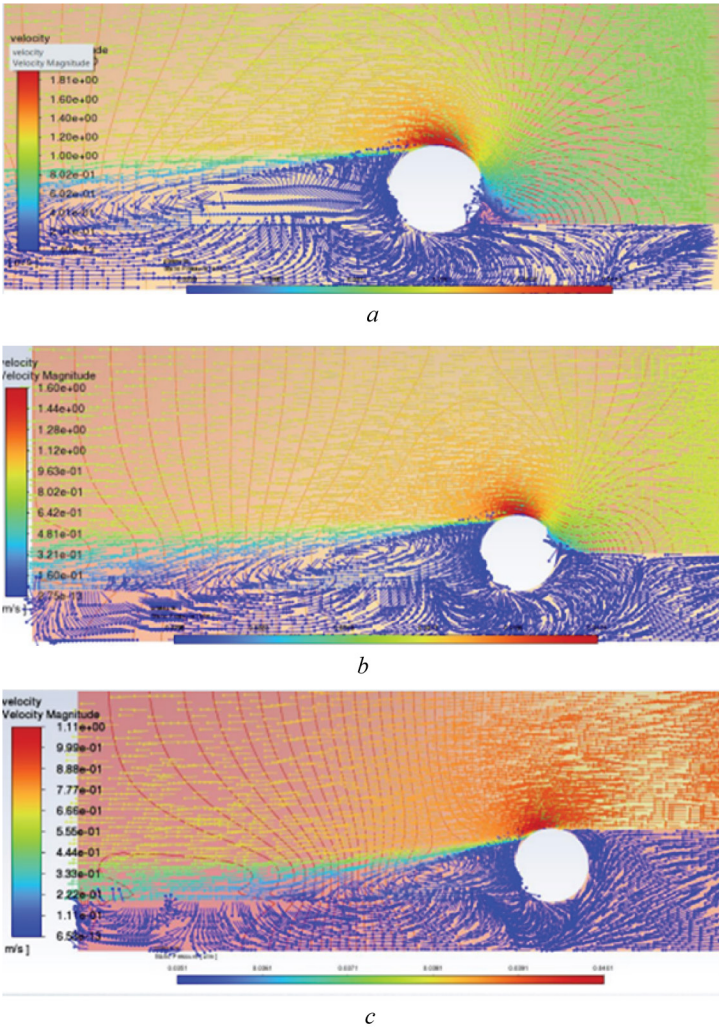


Рис. 4. Распределение давления и скорости потока заглубленного трубопровода при: *a* — $e_2/D = 0,1$; $Re = 3,2 \cdot 10^5$; *b* — $e_2/D = 0,5$; $Re = 3,2 \cdot 10^5$; *c* — $e_2/D = 0,98$; $Re = 3,2 \cdot 10^5$

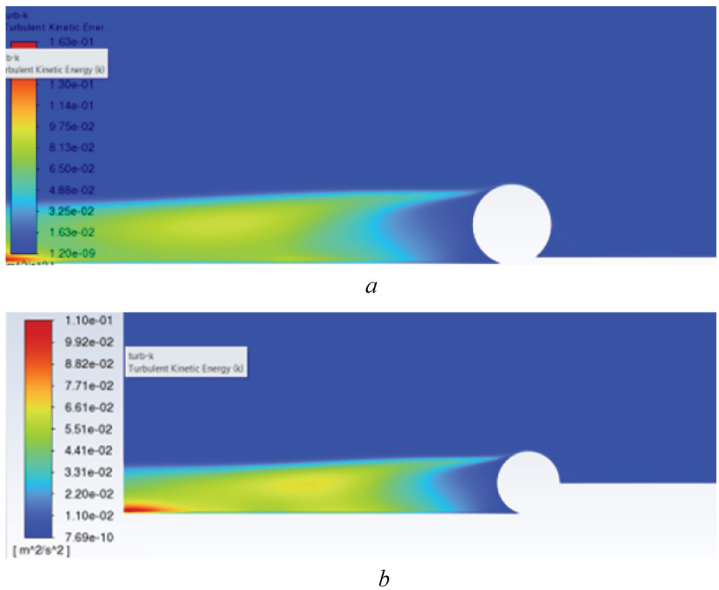


Рис. 5. Распределение турбулентности при: *a* — $e_2/D = 0,1$; $Re = 3,2 \cdot 10^5$; *b* — $e_2/D = 0,5$; $Re = 3,2 \cdot 10^5$; *c* — $e_2/D = 0,98$; $Re = 3,2 \cdot 10^5$

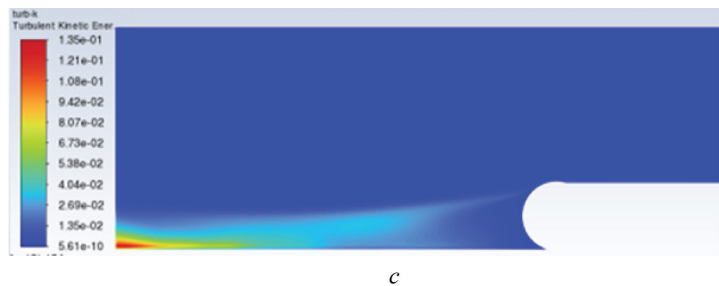


Рис. 5. Распределение турбулентности при: *a* — $e_2/D = 0,1$; $Re = 3,2 \cdot 10^5$; *b* — $e_2/D = 0,5$; $Re = 3,2 \cdot 10^5$; *c* — $e_2/D = 0,98$; $Re = 3,2 \cdot 10^5$ (окончание)

Табл. 1. Коэффициенты гидродинамического сопротивления и подъемной силы, полученные в результате численного моделирования в ПК ANSYS Fluent

Значение	$Re = 2,2 \cdot 10^5$		$Re = 3,2 \cdot 10^5$		$Re = 4 \cdot 10^5$	
e_2/D	C_D	C_L	C_D	C_L	C_D	C_L
0,1	0,57	0,7371	0,367	0,5576	0,3069	0,33596
0,5	0,07	0,00324	0,052	0,00246	0,04464	0,00148
0,98	0,01	0,00081	0,008	0,00082	0,00558	0,00074

Табл. 2. Коэффициенты гидродинамического сопротивления и подъемной силы по работе [22]

Значение	$Re = 2,2 \cdot 10^5$		$Re = 3,2 \cdot 10^5$		$Re = 4 \cdot 10^5$	
e_2/D	C_D	C_L	C_D	C_L	C_D	C_L
0,1	0,62	0,91	0,39	0,68	0,33	0,454
0,5	0,08	0,004	0,055	0,003	0,048	0,002
0,98	0,01	0,001	0,008	0,001	0,006	0,001

метрическая модель и расчетная сетка построены в ANSYS Workbench с использованием модулей Design Modeler и Meshing.

Гидродинамические силы, действующие на частично заглубленный трубопровод, рассчитываются путем интегрирования распределения давления по поверхности трубопровода и напряжения сдвига на открытой части поверхности. В работе [23] показано, что величина скорости фильтрационного потока на несколько порядков ниже, чем у колебательного течения над дном, поэтому влиянием просачивающегося потока на трубопровод пренебрегают.

При моделировании принято, что расчетная область представляет собой прямоугольный канал длиной 7 м, глубиной 0,12 м и шириной 0,5 м. Цилиндрический трубопровод (диаметром 0,025 см) расположен на песчаном дне. На рис. 3 изображены контуры завихренности течения при $Re = 3,2 \cdot 10^5$; $e_1/D = 0,02$ и $e_2/D = 0,1$; 0,5 и 0,98 соответственно [22]. Положительные вихри (вращающиеся против часовой стрелки) показаны сплошной линией, отрицательные вихри (вращающиеся по часовой стрелке) — пунктирной линией.

Очевидна асимметрия структур течения при различной степени заглубления трубопровода. В дальнейшем при увеличении глубины заглубления вихри, генерируемые с правой стороны трубопровода, становятся меньше.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Численное моделирование реализовано в ПК ANSYS Fluent на основе осредненных по Рейнольдсу уравнений Навье – Стокса. Исследование гидродинамических сил, действующих на трубопровод, рассматривалось посредством объединения моделирования фильтрационного потока с моделированием течения над дном [21].

В результате расчетов получено распределение давления и скорости вокруг подводного трубопроводного перехода. Распределение давления и скорости неравномерно заглубленного трубопровода в проницаемом дне показано на рис. 4, 5.

Как видно из представленного графического материала, распределения скорости течения по мере увеличения заглубления трубопровода, вихри, располагающиеся с левой стороны трубопровода, становятся меньше. Также в результате проведенных исследований в ПК ANSYS Fluent получены значения коэффициентов подъемной силы C_L и гидродинамического сопротивления C_D (табл. 1). Результаты расчетов были сопоставлены со значениями аналогичных коэффициентов, выполненных В. Якобсеном [22] (табл. 2).

Результаты численного моделирования подтвердили, что наименьшие значения коэффициента гидродинамического сопротивления и подъемной силы получены для трубопровода с наибольшим

заглублением. Численные результаты сравнения коэффициентов гидродинамического сопротивления, полученные с учетом воздействия фильтрационного потока, хорошо согласуются с данными работы [22], однако значения коэффициента подъемной силы расходятся с данными, указанными в труде [22], величина расхождений достигает 21 %. Данное расхождение можно объяснить учетом фильтрации грунта.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Исследование гидродинамического воздействия водного потока на трубопровод рассматривалось путем объединения моделирования фильтрационного потока с моделированием течения над дном. Было обнаружено, что величина гидродинамической силы уменьшается с увеличением заглубления трубопровода. Снижение значений коэффициентов гидродинамического сопротивления и подъемной

силы оказывается линейно зависящим от величины заглубления трубы. Также определено, что учет воздействия фильтрационного потока оказывает значительное влияние на величину гидродинамического сопротивления, в то время как влияние на значение подъемной силы незначительно. Результаты численного моделирования подтвердили, что наименьшие значения коэффициента гидродинамического сопротивления и подъемной силы получены для трубопровода с наибольшим заглублением. Численные результаты сравнения коэффициентов гидродинамического сопротивления хорошо согласуются с экспериментальными данными В. Якобсена, однако значения подъемной силы, полученные при численном моделировании, расходятся с данными, приведенными в работе [22], в пределах 21 %. Это может свидетельствовать о том, что фильтрация грунта в физических экспериментах имеет существенное значение.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Дейнеко С.В. Обеспечение надежности систем трубопроводного транспорта нефти и газа. М. : Техника, 2011. 176 с. EDN YWYINZ.
2. Шерстнёв Д.Ю., Брянский И.А., Брянская Ю.В. Взаимодействие водного потока и подводных трубопроводных переходов // Вестник МГСУ. 2023. Т. 18. № 3. С. 447–454. DOI: 10.22227/1997-0935.2023.3.447-454
3. Дебольский В.К. Аварии подводных нефте- и газопроводов и их последствия для водных объектов // Защита населения и территорий при чрезвычайных ситуациях в мирное и военное время как составная часть национальной безопасности России : тез. докл. и выступлений. 1997. С. 234–235. EDN VSSVMT.
4. Хлынцева Е.О. Руслевые деформации в местах подводных переходов магистральных трубопроводов, геодезические методы их определения и прогнозирование для обеспечения экологической безопасности природной среды // Омский научный вестник. 2005. № 2. С.166–169.
5. Дзарданов О.И. Определение степени безопасности подводных переходов газопроводов в сложных инженерно-геологических условиях // Записки горного института. 2008. Т. 178. С. 43–46. EDN LHPWXB.
6. Bryanskiy I.A., Borovkov V.S. Velocity distribution along the flow depth in the pipe crossing's area of influence // Power Technology and Engineering. 2021. Vol. 55. Issue 1. Pp. 26–29. DOI: 10.1007/s10749-021-01314-2
7. Azamathulla H.Md., Zakaria N.A. Prediction of scour below submerged pipeline crossing a river using ANN // Water Science and Technology. 2011. Vol. 63. Issue 1. Pp. 2225–2230. DOI: 10.2166/wst.2011.459
8. Azamathulla H.Md., Yusoff M.A.M., Hasan Z.A. Scour below submerged skewed pipeline // Journal of Hydrology. 2014. Vol. 509. Pp. 615–620. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2013.11.058
9. Myrhaug D., Ong M.C., Føien H., Gjengedal C., Leira B.J. Scour below pipelines and around vertical piles due to second-order random waves plus a current // Ocean Engineering. 2009. Vol. 36. Issue 8. Pp. 605–616. DOI: 10.1016/j.oceaneng.2009.02.007
10. Sumer B.M., Jensen H.R., Mao Y., Fredsøe J. Effect of lee-wake on scour below pipelines in current // Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering. 1988. Vol. 114. Issue 5. Pp. 599–614. DOI: 10.1061/(asce)0733-950x(1988)114:5(599)
11. Dey S., Singh N.P. Clear-water scour depth below underwater pipelines // Journal of Hydro-Environment Research. 2007. Vol. 1. Issue 2. Pp. 157–162. DOI: 10.1016/j.jher.2007.07.001
12. Myrhaug D., Ong M.C., Gjengedal C. Scour below marine pipelines in shoaling conditions for random waves // Coastal Engineering. 2008. Vol. 55. Issue 12. Pp. 1219–1223. DOI: 10.1016/j.coastaleng.2008.03.006
13. Zhang Q., Draper S., Cheng L., An H. Effect of limited sediment supply on sedimentation and the onset of tunnel scour below subsea pipelines // Coastal Engineering. 2016. Vol. 116. Pp. 103–117. DOI: 10.1016/j.coastaleng.2016.05.010
14. Dong H., Huang P., Sun Z., Li Z., Chong L. See fewer numerical simulation of local scour and flow field around pipelines // Journal of Coastal Research. 2020. Vol. 111. Issue sp1. DOI: 10.2112/JCR-SI111-049.1
15. Damroudi M., Esmaili K., Rajaie S.H. Effect of pipeline external geometry on local scour and self-burial time scales in current // Journal of Applied Fluid

Mechanics. 2021. Vol. 14. Issue 1. DOI: 10.47176/jafm.14.01.31399

16. Zhu Y., Xie L., Su T.-C. Scour protection effects of a geotextile mattress with floating plate on a pipeline // Sustainability. 2020. Vol. 12. Issue 8. P. 3482. DOI: 10.3390/SU12083482

17. Sumer B.M., Fredsøe J. Scour below pipelines in waves // Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering. 1990. Vol. 116. Issue 3. Pp. 307–323. DOI: 10.1061/(asce)0733-950x(1990)116:3(307)

18. Parker M.E., Herbich J.B. Drag and inertia coefficients for partially buried offshore pipelines // All Days. 1978. DOI: 10.4043/3072-ms

19. Кантаржи И.Г., Гогин А.Г. Устойчивость подводного трубопровода при воздействии течения и волн // Гидротехническое строительство. 2021. № 4. С. 28–34. EDN LNOGNA.

20. Боровков В.С., Брянский И.А., Юмашева М.А. Особенности поперечного обтекания водным потоком тел различной формы при наличии экрана // Научное обозрение. 2017. № 6. С. 27–32. EDN ZFCFWF.

21. Дегтярёв В.В., Гармакова М.Е., Шумкова М.Н., Шлычков В.А. Численное моделирование деформаций речных русел при гидротехническом строительстве // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2020. № 5 (737). С. 105–117. DOI: 10.32683/0536-1052-2020-737-5-105-117. EDN CKOKOD.

22. Jacobsen V. Forces on sheltered pipelines // Offshore Technology Conference. 1988. DOI: 10.4043/5851-ms

23. An H., Cheng L., Zhao M. Numerical simulation of a partially buried pipeline in a permeable seabed subject to combined oscillatory flow and steady current // Ocean Engineering. 2011. Vol. 38. Issue 10. Pp. 1225–1236. DOI: 10.1016/j.oceaneng.2011.05.010

24. Брянский И.А., Боровков В.С. Гидравлические характеристики турбулентного потока при обтекании препятствий // Гидротехническое строительство. 2020. № 2. С. 37–41. EDN PRQPRE.

25. Neill I.A., Hinwood J.B. Wave and wave-current loading on a bottom-mounted circular cylinder // International Journal of Offshore and Polar Engineering. 1998. Pp. 122–129.

26. Chiew Y.M. Mechanics of local scour around submarine pipelines // Journal of Hydraulic Engineering. 1990. Vol. 116. Issue 4. Pp. 515–529. DOI: 10.1061/(asce)0733-9429(1990)116:4(515)

27. Дегтярев В.В., Гармакова М.Е., Федорова Н.Н., Шумкова М.Н., Яненко А.П., Гринь Г.А. Моделирование динамики речного потока и русловые переформирования на участках расположения подводных трубопроводов // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2019. № 7 (727). С. 86–97. DOI: 10.32683/0536-1052-2019-727-7-86-97. EDN ANUTHE.

28. Гармакова М.Е., Дегтярев В.В. Моделирование процесса размыва донного грунта в зоне расположения подводных трубопроводов // Динамика многофазных сред : тез. XVI Всерос. семинара с междунар. участием. 2019. С. 40–41. EDN UMDXRS.

Поступила в редакцию 2 сентября 2023 г.

Принята в доработанном виде 5 октября 2023 г.

Одобрена для публикации 13 октября 2023 г.

ОБ АВТОРАХ: Дмитрий Юрьевич Шерстнёв — аспирант кафедры гидравлики и гидротехнического строительства; Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 1036902; sherstnevdmirii@yandex.ru;

Юлия Вадимовна Брянская — доктор технических наук, доцент, профессор кафедры гидравлики и гидротехнического строительства; Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 280769, Scopus: 6505953432, ResearcherID: AAE-7741-2020, ORCID: 0000-0002-6233-3690; mgsu-hydraulic@yandex.ru.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

INTRODUCTION

Assessment of the stability of pipeline crossings of water bodies is often necessary to fulfil the requirements of pipeline operation and to extend the service life of the pipelines. A survey of existing pipelines shows that most of them are laid in a variety of ways. The degree of burial often varies along the pipeline

route as well as on both sides of the pipeline. Understanding the hydrodynamic forces on partially buried pipelines is important for assessing the stability of pipelines located at the bottom of a watercourse [1–5].

The hydrodynamic forces acting on the pipeline caused by waves and currents were studied [6–21]. In [22], a series of tests were carried out to study the hydrodynamic effects on sheltered pipelines interacting

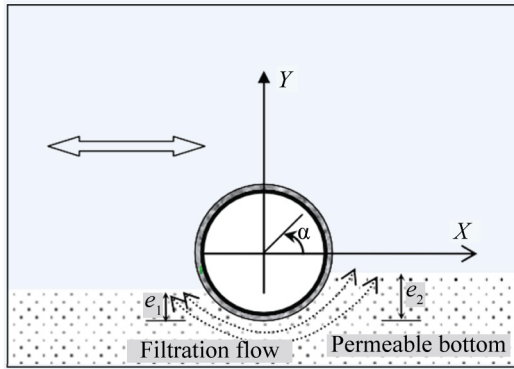


Fig. 1. Diagram of a partially buried pipeline

with water flow. The sheltering effect was achieved by partial burial of the pipeline or by laying the pipeline in an open trench. It was found that the hydrodynamic forces acting on a partially buried pipeline decreased significantly with increasing burial into the bottom. For example, for a pipeline with a burial depth of 40 %, the drag and inertia coefficients were reduced by 60 % and the lift coefficient by 30 %.

In physical experiments, a partially buried pipeline is often modelled by truncating the buried section of the pipeline. For example, in [22], a pipeline model was placed 3.0 mm above a solid flat bottom and the middle of the gap was sealed to measure the hydrodynamic forces on the partially buried pipeline. This test setup is more suitable for a pipeline buried in an impermeable bottom rather than a permeable bottom. In reality, it has to be considered that the bottom is porous and permeable. The pore pressure generated by the seepage flow has a significant hydrodynamic effect on the pipeline [23]. The hydrodynamic effects on a pipeline partially buried in a flat permeable bottom under combined oscillatory

flow and steady-state flow conditions were numerically modelled. The study of the hydrodynamic forces acting on the pipeline was considered by combining seepage flow modelling with over-bottom flow modelling. It was found that the hydrodynamic forces decrease with increasing depth. The decrease in hydrodynamic drag coefficients and lift force is found to be linear with increasing depth [24]. It was also found that the permeable bottom has a significant effect on the horizontal force, while the effect on the lift force is negligible [25].

The studies carried out so far on the hydrodynamic forces on a partially buried pipeline have been based solely on the assumption that the bottom levels on both sides of the pipeline are the same. The experimental result of Chiu [26] showed that the bottom profiles on the two sides of a partially buried pipeline can differ significantly due to local scour and sediment transport. However, the hydrodynamics of a partially buried pipeline with uneven backfill on both sides is not sufficiently studied.

In this paper, the hydrodynamic forces acting on a partially buried pipeline with non-uniform burial on both sides of the pipeline are numerically investigated. Fig. 1 shows a schematic of a pipeline par-

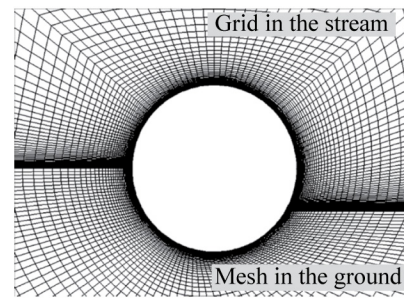


Fig. 2. Mesh example ($e_1/D = 0.5$; $e_2/D = 0.3$)

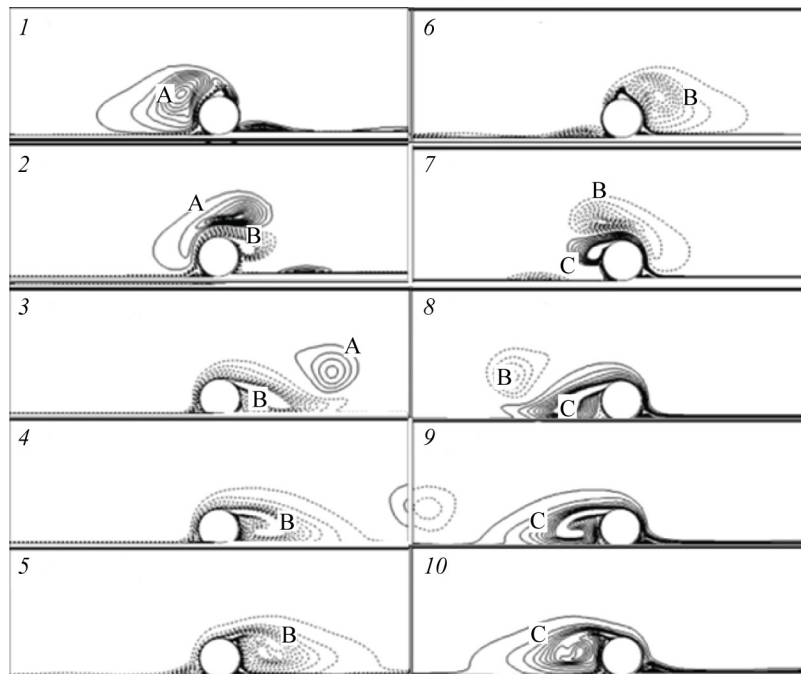


Fig. 3. Flow structure ($e_1/D = 0.02$; $e_2/D = 0.1$; $Re = 3.2 \cdot 10^5$)

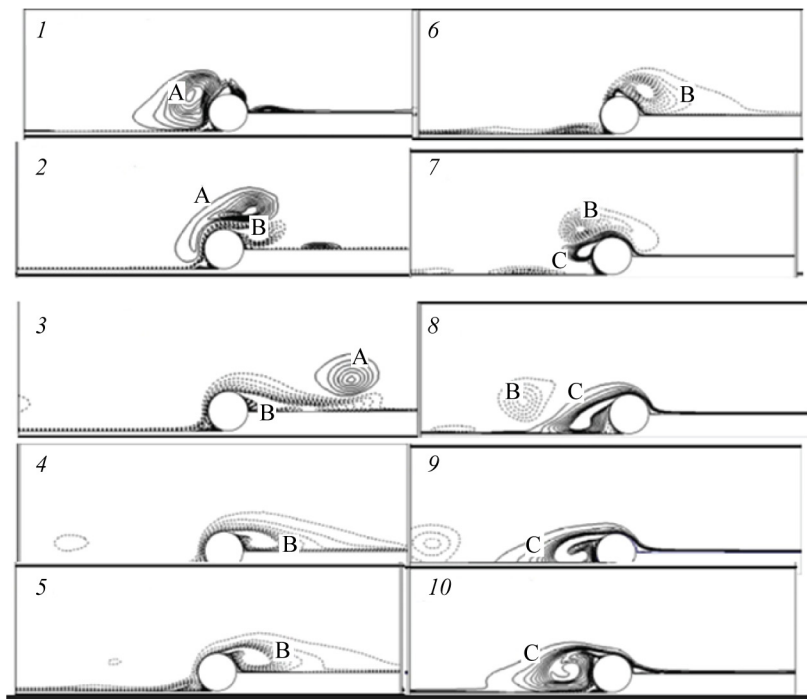


Fig. 4. Flow structure ($e_1/D = 0.02$; $e_2/D = 0.5$; $Re = 3.2 \cdot 10^5$)

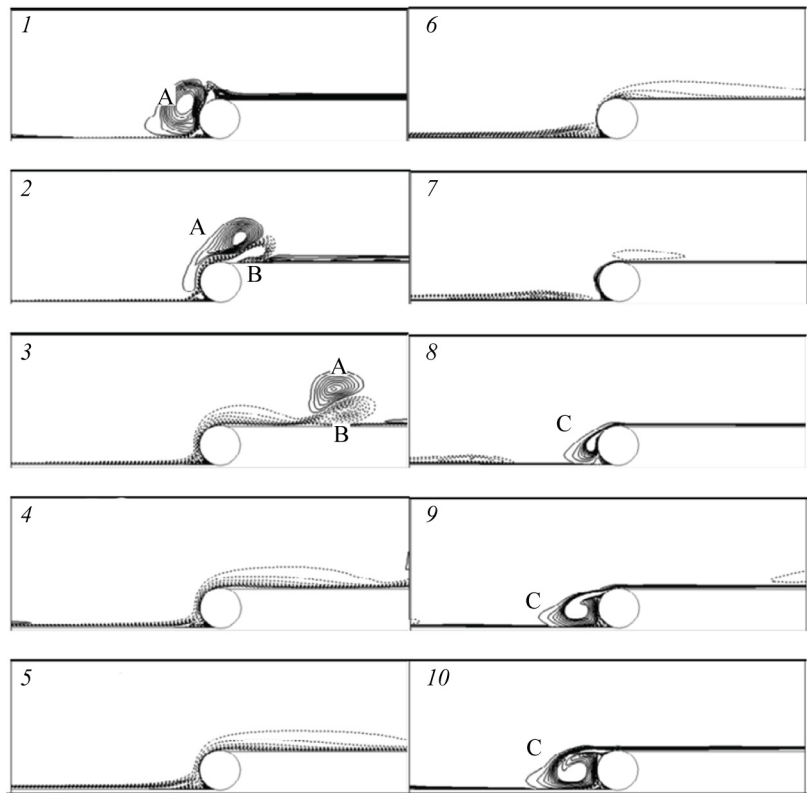


Fig. 5. Flow structure ($e_1/D = 0.02$; $e_2/D = 0.98$; $Re = 3.2 \cdot 10^5$)

tially buried in an uneven bottom. The depth of burial of the pipeline on both sides is defined as e_1 and e_2 respectively (Fig. 1).

Numerical modelling was carried out in the ANSYS Fluent software package at different values of Reynolds numbers: $Re = 2.2 \cdot 10^5$; $Re = 3.2 \cdot 10^5$; $Re = 4 \cdot 10^5$, two values of $e_1/D = 0.02$ and 0.5 and five values of $e_2/D = 0.1$;

0.3 ; 0.5 ; 0.8 and 0.98 . The flow structures, pressure distributions and force effects on the pipeline are studied.

MATERIALS AND METHODS

When carrying out the simulation, the location of the coordinate system in the centre of the pipeline was assumed as shown in Fig. 1. The position of a point

on the surface of the pipeline is determined by the angle α , which starts from the zero point on the X axis and rotates anti-clockwise [22].

The standard k – ε model [27], based on the equations of turbulence kinetic energy transfer k and dissipation rate ε , is used for turbulence modelling. The computational domain is discretized by structured 4-node quadrilateral elements as shown in Fig. 2 ($e_1/D = 0.5$ and $e_2/D = 0.3$). The total number of nodes of the computational mesh shown in Fig. 2 is 27,018. The high density mesh is used around the solid boundaries of the streamlined surface of the pipeline to ensure the accuracy of flow prediction in the boundary layer [28].

The open part of the pipe surface is divided into 200 nodes, and the minimum element size in the radial direction near the pipe surface is $0.0001D$. The buried part of the pipe surface is divided into 100 elements. Modelling was performed for each case of burial and Reynolds number. An example of the mesh is shown in Fig. 2.

It is assumed that fluid filtration in porous medium obeys Darcy's law. The Laplace equation is solved by finite element method to determine the pore pressure in the ground. The Laplace equation has the form:

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} = 0.$$

At each time step, the flow field above the bottom was first calculated by solving the two-dimensional Navier-Stokes equations of motion of a viscous fluid averaged over Reynolds. Phase interaction is accounted for through total pressure and interphase exchange coefficients. The geometrical model and computational mesh are built in ANSYS Workbench using Design Modeler and Meshing modules.

The hydrodynamic forces acting on a partially buried pipeline are calculated by integrating the pressure distribution over the pipeline surface and the shear stress on the open part of the surface. In [23] it is shown that the velocity of the seepage flow is several orders of magnitude lower than that of the oscillatory flow above the bottom, so the influence of the seepage flow on the pipeline is neglected.

In modelling, it is assumed that the design domain is a rectangular channel 7 m long, 0.12 m deep and 0.5 m wide. The cylindrical pipeline (diameter 0.025 cm) is located on the sandy bottom. Fig. 3–5 show the contours of the flow vorticity at $Re = 3.2 \cdot 10^5$;

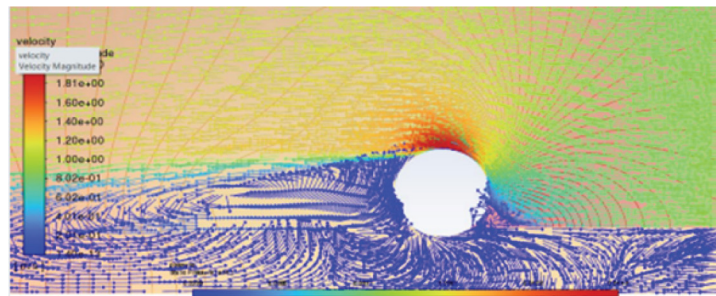


Fig. 6. Pressure and flow velocity distribution of buried pipeline at $e_2/D = 0.1$; $Re = 3.2 \cdot 10^5$



Fig. 7. Turbulence distribution at $e_2/D = 0.1$; $Re = 3.2 \cdot 10^5$



Fig. 8. Pressure and flow velocity distribution of buried pipeline at $e_2/D = 0.5$; $Re = 3.2 \cdot 10^5$



Fig. 9. Turbulence distribution at $e_2/D = 0.5$; $Re = 3.2 \cdot 10^5$

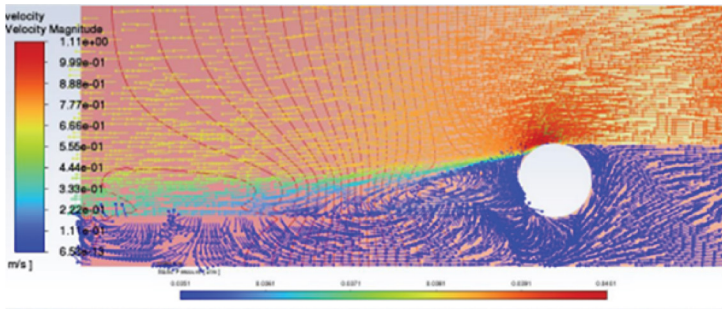


Fig. 10. Pressure and flow velocity distribution of buried pipeline at $e_2/D = 0.98$; $Re = 3.2 \cdot 10^5$



Fig. 11. Turbulence distribution at $e_2/D = 0.98$, $Re = 3.2 \cdot 10^5$

$e_1/D = 0.02$ and $e_2/D = 0.1$; 0.5 and 0.98 , respectively [22]. Positive vortices (rotating anti-clockwise) are shown with a solid line and negative vortices (rotating clockwise) with a dashed line.

The asymmetry of flow structures at different degrees of pipeline burial is evident. In the future, as the depth of burial increases, the vortices generated on the right side of the pipeline become smaller.

RESEARCH RESULTS

Numerical modelling was implemented in ANSYS Fluent software package on the basis of Navier-Stokes equations averaged over Reynolds. The study of hydrodynamic forces acting on the pipeline was considered by combining the modelling of filtration flow with the modelling of flow over the bottom [21].

As a result of the calculations, pressure and velocity distributions around the underwater pipeline crossing were obtained. The pressure and velocity distributions of an unevenly buried pipeline in a permeable bottom are shown in Fig. 6–11.

As can be seen from the presented graphical material, the flow velocity distribution as the pipeline deepening increases, the vortices located on the left side of the pipeline become smaller. In addition, as a result of the conducted research in the ANSYS Fluent software package, the values of the lift force coefficients C_L and hydrodynamic resistance C_D were obtained (Table 1). The calculation results were compared with the values of similar coefficients performed by Jacobson [22] (Table 2).

The results of numerical modelling confirmed that the lowest values of the coefficient of hydrodynamic resistance and lifting force are obtained for the pipeline

Table 1. Coefficients of hydrodynamic drag and lift force obtained as a result of numerical modelling in ANSYS Fluent software package

Value	$Re = 2.2 \cdot 10^5$		$Re = 3.2 \cdot 10^5$		$Re = 4 \cdot 10^5$	
e_2/D	C_D	C_L	C_D	C_L	C_D	C_L
0.1	0.57	0.7371	0.367	0.5576	0.3069	0.33596
0.5	0.07	0.00324	0.052	0.00246	0.04464	0.00148
0.98	0.01	0.00081	0.008	0.00082	0.00558	0.00074

Table 2. Coefficients of hydrodynamic resistance and lifting force according to [22]

Value	Re = $2.2 \cdot 10^5$		Re = $3.2 \cdot 10^5$		Re = $4 \cdot 10^5$	
e_z/D	C_D	C_L	C_D	C_L	C_D	C_L
0.1	0.62	0.91	0.39	0.68	0.33	0.454
0.5	0.08	0.004	0.055	0.003	0.048	0.002
0.98	0.01	0.001	0.008	0.001	0.006	0.001

with the highest burial. Numerical results of comparison of the hydrodynamic resistance coefficients, obtained taking into account the effect of filtration flow, are in good agreement with the data [22], but the values of the lifting force coefficient, diverge from the data [22], the value of the discrepancy reaches 21 %. This discrepancy can be explained by taking into account soil filtration.

CONCLUSION AND DISCUSSION

The study of the hydrodynamic effect of water flow on the pipeline was considered by combining seepage flow modelling with over-bottom flow modelling. It was found that the hydrodynamic force decreases with increasing pipeline burial. The decrease in the values of hydrody-

namic drag coefficients and lift force is found to be linearly dependent on the pipe burial. It is also obtained that taking into account the effect of filtration flow has a significant effect on the value of hydrodynamic resistance, while the effect on the value of lifting force is insignificant. The results of numerical modelling confirmed that the lowest values of hydrodynamic resistance coefficient and lifting force are obtained for the pipeline with the highest pipe burial. The numerical results comparing the hydrodynamic drag coefficients are in good agreement with the experimental data of Jacobsen, but the values of lift force obtained by numerical modelling diverge from the data of [22] within 21 %. This may indicate that ground filtration in physical experiments affects significantly.

REFERENCES

1. Deineko S.V. *Ensuring the reliability of oil and gas pipeline transport systems*. Moscow, Tekhnika, 2011; 176. EDN YWYIHZ. (rus.).
2. Sherstnev D.Yu., Bryansky I.A., Bryanskaya Yu.V. Features of laying underwater pipeline crossings. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2023; 18(3):447-454. DOI: 10.22227/1997-0935.2023.3. 447-454 (rus.).
3. Debolsky V.K. Accidents of underwater oil and gas pipelines and their consequences for water bodies. *Protection of the population and territories in emergency situations in peacetime and wartime as an integral part of Russia's national security : abstracts of reports and speeches*. 1997; 234-235. EDN VSSVMT. (rus.).
4. Khlyntseva E.O. Channel deformations in places of underwater crossings of main pipelines, geodetic methods for their determination and forecasting to ensure the environmental safety of the natural environment. *Omsk Scientific Bulletin*. 2005; 2:166-169. (rus.).
5. Dzardanov O.I. Determining the degree of safety of underwater gas pipeline crossings in difficult engineering and geological conditions. *Journal of Mining Institute*. 2008; 178:43-46. EDN LHPWXB. (rus.).
6. Bryanskiy I.A., Borovkov V.S. Velocity Distribution Along the Flow Depth in the Pipe Crossing's Area of Influence. *Power Technology and Engineering*. 2021; 55(1):26-29. DOI: 10.1007/s10749-021-01314-2
7. Azamathulla H.Md., Zakaria N.A. Prediction of scour below submerged pipeline crossing a river using ANN. *Water Science and Technology*. 2011; 63(1):2225-2230. DOI: 10.2166/wst.2011.459
8. Azamathulla H.Md., Yusoff M.A.M., Hassan Z.A. Scour below submerged skewed pipeline. *Journal of Hydrology*. 2014; 509:615-620. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2013.11.058
9. Myrhaug D., Ong M.C., Føien H., Gjengedal C., Leira B.J. Scour below pipelines and around vertical piles due to second-order random waves plus a current. *Ocean Engineering*. 2009; 36(8):605-616. DOI: 10.1016/j.oceaneng.2009.02.007
10. Sumer B.M., Jensen H.R., Mao Y., Fredsøe J. Effect of Lee-Wake on Scour Below Pipelines in Current. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*. 1988; 114(5):599-614. DOI: 10.1061/(asce)0733-950x(1988)114:5(599)
11. Dey S., Singh N.P. Clear-water scour depth below underwater pipelines. *Journal of Hydro-Environment Research*. 2007; 1(2):157-162. DOI: 10.1016/j.jher.2007.07.001
12. Myrhaug D., Ong M.C., Gjengedal C. Scour below marine pipelines in shoaling conditions for random waves. *Coastal Engineering*. 2008; 55(12):1219-1223. DOI: 10.1016/j.coastaleng.2008.03.006
13. Zhang Q., Draper S., Cheng L., An H. Effect of limited sediment supply on sedimentation and the onset of tunnel scour below subsea pipelines. *Coastal Engineering*. 2016; 116:103-117. DOI: 10.1016/j.coastaleng.2016.05.010

14. Dong H., Huang P., Sun Z., Li Z., Chong L. See fewer Numerical simulation of local scour and flow field around pipelines. *Journal of Coastal Research*. 2020; 111(sp1). DOI: 10.2112/JCR-SI111-049.1
15. Damroudi M., Esmaili K., Rajaie S.H. Effect of Pipeline External Geometry on Local Scour and Self-Burial Time Scales in Current. *Journal of Applied Fluid Mechanics*. 2021; 14(1). DOI: 10.47176/jafm.14.01.31399
16. Zhu Y., Xie L., Su T.-C. Scour protection effects of a geotextile mattress with floating plate on a pipeline. *Sustainability*. 2020; 12(8):3482. DOI: 10.3390/SU12083482
17. Sumer B.M., Fredsøe J. Scour below pipelines in waves. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*. 1990; 116(3):307-323. DOI: 10.1061/(asce)0733-950x(1990)116:3(307)
18. Parker M.E., Herbich J.B. Drag and inertia coefficients for partially buried offshore pipelines. *All Days*. 1978. DOI: 10.4043/3072-ms
19. Kantardgi I.G., Gogin A.G. Submarine pipeline stability under currents and waves action. *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*. 2021; 4:28-34. EDN LNOGNA. (rus.).
20. Borovkov V.S., Bryansky I.A., Yumasheva M.A. Features of water cross-flow of different shaped bodies in presence of a screen. *Scientific Review*. 2017; 6:27-32. EDN ZFCFWF. (rus.).
21. Degtyarev V.V., Garmakova M.E., Shumkova M.N., Shlychkov V.A. Numerical modeling of river-bed deformation for water engineering. *News of Higher Educational Institutions. Construction*. 2020; 5(737):105-117. DOI: 10.32683/0536-1052-2020-737-5-105-117. EDN CKOKOD. (rus.).
22. Jacobsen V. Forces on Sheltered Pipelines. *Offshore Technology Conference*. 1988. DOI: 10.4043/5851-ms
23. An H., Cheng L., Zhao M. Numerical simulation of a partially buried pipeline in a permeable seabed subject to combined oscillatory flow and steady current. *Ocean Engineering*. 2011; 38(10):1225-1236. DOI: 10.1016/j.oceaneng.2011.05.010
24. Bryansky I.A., Borovkov V.S. Hydraulic characteristics of the turbulence flow in the pipe crossings. *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*. 2020; 2:37-41. EDN PRQPRE. (rus.).
25. Neill I.A., Hinwood J.B. Wave and wave-current loading on a bottom-mounted circular cylinder. *International Journal of Offshore and Polar Engineering*. 1998; 122-129.
26. Chiew Y.M. Mechanics of local scour around submarine pipelines. *Journal of Hydraulic Engineering*. 1990; 116(4):515-529. DOI: 10.1061/(asce)0733-9429(1990)116:4(515)
27. Degtyarev V.V., Garmakova M.E., Fedorova N.N., Shumkova M.N., Yanenko A.P., Grin' G.A. Modeling the dynamics of the river flow and channel reformation in the areas of underwater pipelines. *News of Higher Educational Institutions. Construction*. 2019; 7(727):86-97. DOI: 10.32683/0536-1052-2019-727-7-86-97. EDN AHUTHE. (rus.).
28. Garmakova M.E., Degtyarev V.V. Modeling the process of erosion of bottom soil in the area where underwater pipelines are located. *Dynamics of multi-phase media: abstracts of the XVI All-Russian seminar with international participation*. 2019; 40-41. EDN UMDXRS. (rus.).

Received September 2, 2023.

Adopted in revised form on October 5, 2023.

Approved for publication on October 13, 2023.

B I O N O T E S: **Dmitry Yu. Sherstnev** — postgraduate student of the Department of Hydraulics and Hydrotechnical Engineering; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 1036902; sherstnevdmirii@yandex.ru;

Yuliya V. Bryanskaya — Doctor of Technical Sciences, Associate Professor, Professor of the Department of Hydraulics and Hydrotechnical Engineering; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 280769, Scopus: 6505953432, ResearcherID: AAE-7741-2020, ORCID: 0000-0002-6233-3690; mgsu-hydraulic@yandex.ru.

Contribution of the authors: all authors have made an equivalent contribution to the preparation of the publication. The authors declare no conflict of interest.

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 624.074.699

DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.4

Экспериментальное исследование динамических характеристик точно опертых квадратных плит

Аветик Гургенович Абовян¹, Александр Суренович Марутян²,
Гурген Аветикович Абовян³

¹ Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия;

² Колледж Института сервиса, туризма и дизайна (филиал Северо-Кавказского федерального университета); г. Пятигорск, Россия;

³ Институт пути, строительства и сооружений (ИПСС) Российский университет транспорта (РУТ) (МИИТ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Разработка методов определения частот и форм колебаний, а также динамических реакций тонких плит с различными системами опирания, в том числе опирающихся на точечные опоры, является актуальной задачей, решению которой посвящена настоящая работа. Цель работы — разработка экспериментальных методов определения частот и форм собственных колебаний тонких точно опертых квадратных сплошных плит и плит с отверстиями.

Материалы и методы. Приводится методика и анализ результатов экспериментальных исследований динамических характеристик квадратных сплошных плит и плит с отверстиями.

Результаты. В данной работе определены частоты собственных колебаний квадратных плит со свободными краями, опирающиеся на точечные опоры; получены зависимости частот колебаний плит от координат точечных опор и размеров симметрично расположенных отверстий; определено расположение точечных опор, при котором основная частота свободных колебаний плиты является максимальной; экспериментально определены частоты, формы и декременты колебаний квадратных плит, опертых на четыре точечных опоры, а также влияния наличия отверстий и степени заземления опор на динамические характеристики этих плит.

Выводы. Сравнение экспериментальных и теоретических значений частот собственных колебаний плит показало их хорошее сходство. Полученные в работе результаты могут быть применены при динамических и сейсмических расчетах точно опертых квадратных плит покрытий.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: колебания, вибраторы, модель, плиты, частоты колебаний, точечные опоры

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Абовян А.Г., Марутян А.С., Абовян Г.А. Экспериментальное исследование динамических характеристик точно опертых квадратных плит // Строительство: наука и образование. 2023. Т. 13. Вып. 4. Ст. 4. URL: <http://ns-ojournal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.4

Автор, ответственный за переписку: Аветик Гургенович Абовян, abovyan_1958@mail.ru.

Oscillations of point-supported square slabs

Avetik G. Abovyan¹, Alexander S. Marutyan², Gurgen A. Abovyan³

¹ Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU); Moscow, Russian Federation;

² Branch of the North Caucasus Federal University; Pyatigorsk, Russian Federation;

³ Institute of Roads, Construction and Structures (IPSS) Russian University of Transport (RUT) (MIIT); Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. The development of methods for determining the frequencies and forms of vibrations, as well as dynamic reactions of thin slabs with different support systems, including those supported on point supports, is an urgent task, the solution of which is the subject of this paper.

The aim of the work is to develop experimental methods for determining the frequencies and forms of natural vibrations of thin point-supported square solid slabs and slabs with holes.

Materials and methods. The methodology and analysis of experimental results of dynamic characteristics of square solid slabs and slabs with holes are presented.

Results. In this work, the frequencies of natural vibrations of square slabs with free edges resting on point supports are determined; the dependences of frequencies of slabs vibrations on coordinates of point supports and sizes of symmetrically

located holes are obtained; the location of point supports at which the fundamental frequency of slabs free vibrations is maximum, is determined; frequencies, forms and decrements of vibrations of square slabs resting on four point supports are experimentally determined, as well as the influence of presence of holes and the degree of pinching of the supports on the dynamic characteristics of these slabs.

Conclusions. Comparison of experimental and theoretical values of natural vibration frequencies of the slabs showed good similarity. The results obtained in this paper can be applied to dynamic and seismic calculations of point-supported square slab coverings.

KEYWORDS: oscillations, vibrators, model, slabs, oscillation frequencies, point supports

FOR CITATION: Abovyan A.G., Marutyan A.S., Abovyan G.A. Oscillations of point-supported square slabs. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2023; 13(4):4. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.4

Corresponding author: Avetik G. Abovyan, abovyan_1958@mail.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Изучение работы тонких плит под воздействием динамической нагрузки с давних пор находится в центре внимания исследователей. Тонкие плиты являются одним из основных элементов конструкций зданий и сооружений. Плиты, имеющие различные конструктивные решения и опорные устройства, применяются в покрытиях и перекрытиях жилых, общественных и промышленных зданий, а также в инженерных сооружениях. В зависимости от назначения и архитектурно-планировочного решения здания плиты могут иметь различные очертания и систему опирания, а также отверстия различных форм. Опорами для плит обычно служат стены или колонны — точечные опоры. Плиты опираются на колонны в безбалочных перекрытиях, применяющихся в зданиях различного назначения и в отдельных сооружениях.

Многочисленные теоретические и экспериментальные исследования посвящены изгибу плит. Сравнительно сложными и мало изученными задачами являются исследования колебаний плит. Нерегулярность формы, сложная система опирания, а также наличие отверстий усложняют расчет плит, особенно при динамических воздействиях.

Учет динамических эффектов при расчете конструкций особенно необходим в условиях высокой сейсмичности. Как показали анализы последствий землетрясений, максимальное ускорение вертикальной составляющей — примерно того же порядка,

что и ускорение горизонтальной составляющей. Это указывает на то, что проверку несущей способности плит перекрытий и других сооружений необходимо провести с учетом вертикальной составляющей сейсмического воздействия. Следовательно, для динамических и сейсмических расчетов точно опертых плит, применяемых в конструкциях зданий и сооружений, практический интерес представляет определение их динамических характеристик, частот, форм собственных колебаний и декремента затухания. Теоретические исследования этой задачи обычно производятся по приближенным методам расчета [1–19].

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Для проверки значений результатов теоретических исследований колебаний точно опертых плит и уточнения отдельных вопросов проводились экспериментальные исследования на моделях сплошных и сквозных стальных плит, опертых на четыре точечные опоры с шарнирными и защемленными опорными устройствами, при различных расположениях координат точечных опор [20–30]. Плиты были изготовлены из стальных листов размерами 1200×1200 мм и толщиной 8 мм (рис. 1). Сплошные плиты (рис. 1, а) с координатами расположения точечных опор $X_c = Y_c = 580, 400$ и 300 мм обозначались П-1, П-2 и П-3, плиты с квадратными отверстиями (рис. 1, б), соответственно, П-4,

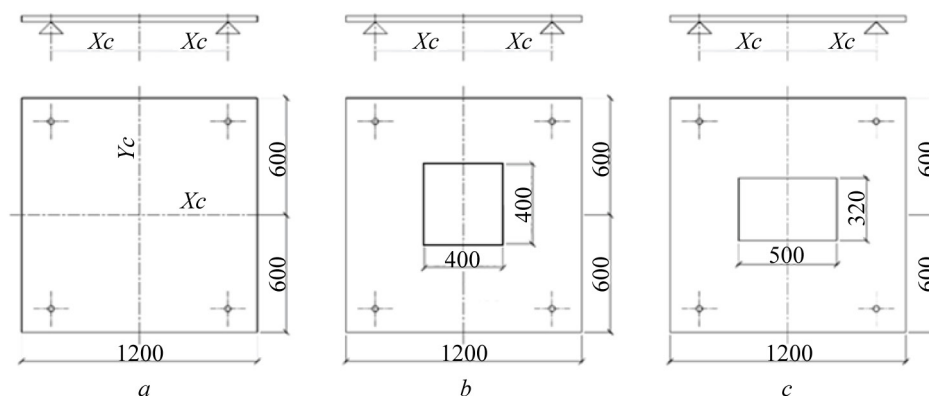


Рис. 1. Модели плит

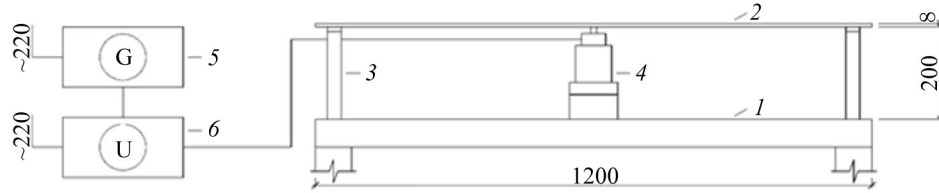


Рис. 2. Схема установки для статических и динамических испытаний



Рис. 3. Схема подключения измерительных приборов

П-5 и П-6, а плиты с прямоугольными отверстиями (рис. 1, с) — П-7, П-8 и П-9.

Итак, испытывались девять плит с различными конструктивными решениями. Ввиду того что все типоразмеры испытывались в условиях шарнирного и защемленного опирания, в дальнейшем изложении к обозначениям плит с шарнирными опорами добавлялись буквы «ш» (П-1ш; П-2ш и т.д.), а к плитам с защемленными опорами — «з» (П-1з; П-2з и т.д.).

Шарнирные соединения осуществлялись стальными полусферами ($d = 30$ мм), установленными в головных частях опорных стоек, а защемления — сжимающимися гайкам, установленными на плиты в головных частях опор.

Для статических и динамических испытаний плит была спроектирована и изготовлена специальная установка, чья упрощенная схема представлена на рис. 2. Установка состоит из испытательного

стола 1, опорных стоек 3 для крепления испытуемых плит 2, электродинамического линейного вибратора 4, генератора 5, измеряющего значения частот электрического тока, усилителя тока 6 и других устройств, необходимых для испытания. Испытания колебаний плит и образование свободных колебаний осуществлялись с помощью нагрузки ($F = 250$ Н), повешенной в их центре. Вынужденные колебания плит возбуждались электродинамическим вибратором, для питания которого использовался низкочастотный генератор марки Г6-15. С помощью последнего плавным повышением частоты тока, передаваемого вибратору, в испытуемых плитах возникали разные частоты колебаний (в том числе и резонансные), по которым и определялись динамические характеристики собственных колебаний плит.

Статические испытания плит осуществлялись для определения их жесткостей, с целью проверки результатов динамических испытаний. Динамические испытания осуществлялись двумя этапами. На первом этапе определялись частоты собственных колебаний плит по первой форме в условиях свободных колебаний, а на втором этапе подвергались вынужденным колебаниям, и в условиях резонансных

Табл. 1. Экспериментальные значения прогибов и частот испытанных плит

Плиты	Прогибы, мм	Частота свободных колебаний, ГЦ	Частоты по формам колебаний		
			I форма	II форма	III форма
1	2	3	4	5	6
П-1ш	1,75	12	11,1	23,0	64,0
П-1з	1,10	15	15,5	29,3	68,0
П-2ш	0,38	26	26,0	50,0	90,5
П-2з	0,25	31	30,0	54,5	94,6
П-3ш	0,21	32	30,5	44,0	86,3
П-3з	0,15	37	35,0	48,3	90,0
П-4ш	2,65	10	10,5	23,0	72,0
П-4з	1,60	16	15,2	30,0	75,5
П-5ш	0,55	29	28,5	42,0	83,0
П-5з	0,35	35	33,0	46,5	88,0
П-6ш	0,30	32	29,0	40,0	80,0
П-6з	0,23	34	33,0	45,3	84,0
П-7ш	2,50	12	11,3	22,5	70,5
П-7з	1,54	15	14,5	27,0	74,0
П-8ш	0,50	32	29,5	45,0	90,0
П-8з	0,35	34	33,2	49,5	95,0
П-9ш	0,28	30	30,0	45,3	78,0
П-9з	0,21	35	34,0	50,0	83,0

Табл. 2. Теоретические значения частот

Плиты	Значения частот собственных колебаний, Гц			
	I форма		III форма	
	Теоретическая	Экспериментальная	Теоретическая	Экспериментальная
П-1ш	11,0	11,1	63,5	64,0
П-2ш	24,2	26,0	89,8	90,5
П-3ш	27,4	30,5	91,2	86,3
П-4ш	10,0	11,0	–	72,0
П-5ш	28,0	28,5	–	83,0
П-6ш	30,9	29,0	–	80,0

колебаний определялись перемещения и частоты по I, II и III формам собственных колебаний.

Перемещения и частоты свободных и вынужденных колебаний плит определялись вибраторами марки СВ-10ц. Система измерительных приборов (рис. 3) состоит из вибратора 1, коробки сопротивления 2 и осциллографа 3 марки НО-441.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Экспериментальные значения прогибов и частот испытанных плит приведены в табл. 1.

С целью проверки результатов значений теоретических исследований колебаний точно опертых плит из графиков, приведенных в работе [31], были определены теоретические значения частот колебаний исследуемых плит, которые сравнивались с соответствующими значениями частот, определенных экспериментальным путем (табл. 2).

Для построения форм колебаний плит на 170 точках их поверхностей измерялись прямолинейные перемещения. По осциллограммам перемещений были построены I, II, III формы колебаний плит (рис. 4–7).

Ввиду незначительного влияния форм и размеров отверстий на динамические характеристики плит ниже приводятся только некоторые результаты испытаний сплошных плит.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Анализ данных, приведенный в табл. 1, показывает, что закрепление опор приводит к увеличению жесткости плит и, соответственно, к изменению частот. Степень увеличения жесткости зависит от координат расположения опор: при расположении опор в углах плиты (П-1, П-4, П-7) жесткость увеличилась в среднем в 1,62 раза, при установке координат опор $X_c = Y_c = 400$ мм (П-2, П-5 и П-8) — в 1,51 раза и в случае $X_c = Y_c = 300$ мм (П-3, П-6, П-9) — в 1,34 раза. Пропорционально изменению жесткости увеличились также частоты собственных колебаний плит.

Сравнение результатов теоретических и экспериментальных значений частот собственных колебаний плит (табл. 2) показывает, что они очень близки по значению и при колебаниях по I форме

в среднем различаются на 6 %, а при колебаниях по III форме — на 2,5 %.

Формы колебаний сплошной плиты (П-1ш) и плиты с консольными частями (П-2ш) по ее отдельным осям в виде осевых линий показаны на рис. 4. При совместном рассмотрении построенных осевых линий можно заметить, что I форма колебания плиты представляет собой двустороннюю оболочку, опертую на четыре точки. II и III формы колебаний плит в пространстве представляют собой оболочки с положительной и отрицательной кривизной, опертые на четыре точки. I форма колебаний с консольными частями (П-2ш) также представляет собой двустороннюю оболочку.

Значения декрементов колебаний плит определялись по осциллограммам затухающих колебаний и по резонансным кривым. По результатам экспериментальных исследований получилось, что декремент затухания зависит от условий закрепления опор плиты и формы колебаний. Так, например, величина декремента плит с шарнирным опиранием для колебаний по I, II и III формам получились 0,072, 0,047 и 0,038, а для плит с защемленным опиранием для колебаний первых трех форм, соответственно, 0,065, 0,043 и 0,036.

Из данных, приведенных в столбцах 3 и 4 табл. 1, видно, что значения полученных частот свободных и вынужденных (резонансных) колебаний почти одинаковы и отличаются друг от друга в среднем на 4,5 %. Это обстоятельство подтверждает достоверность частот, определенных резонансными колебаниями.

Из данных, приведенных в табл. 1, очевидно также, что наличие отверстий и их вид не оказывают существенного воздействия на частоты колебаний, несмотря на то, что жесткость последних существенно изменяется (для плит с квадратными отверстиями в 1,43–1,51 раза, а для плит с прямоугольными отверстиями и в 1,33–1,43 раза). Несущественное изменение частот можно объяснить тем, что наличие отверстий одновременно с уменьшением жесткости плиты уменьшает ее массу.

Близость теоретических и экспериментальных значений частот колебаний (табл. 2) свидетельствует о достоверности решения теоретической задачи.

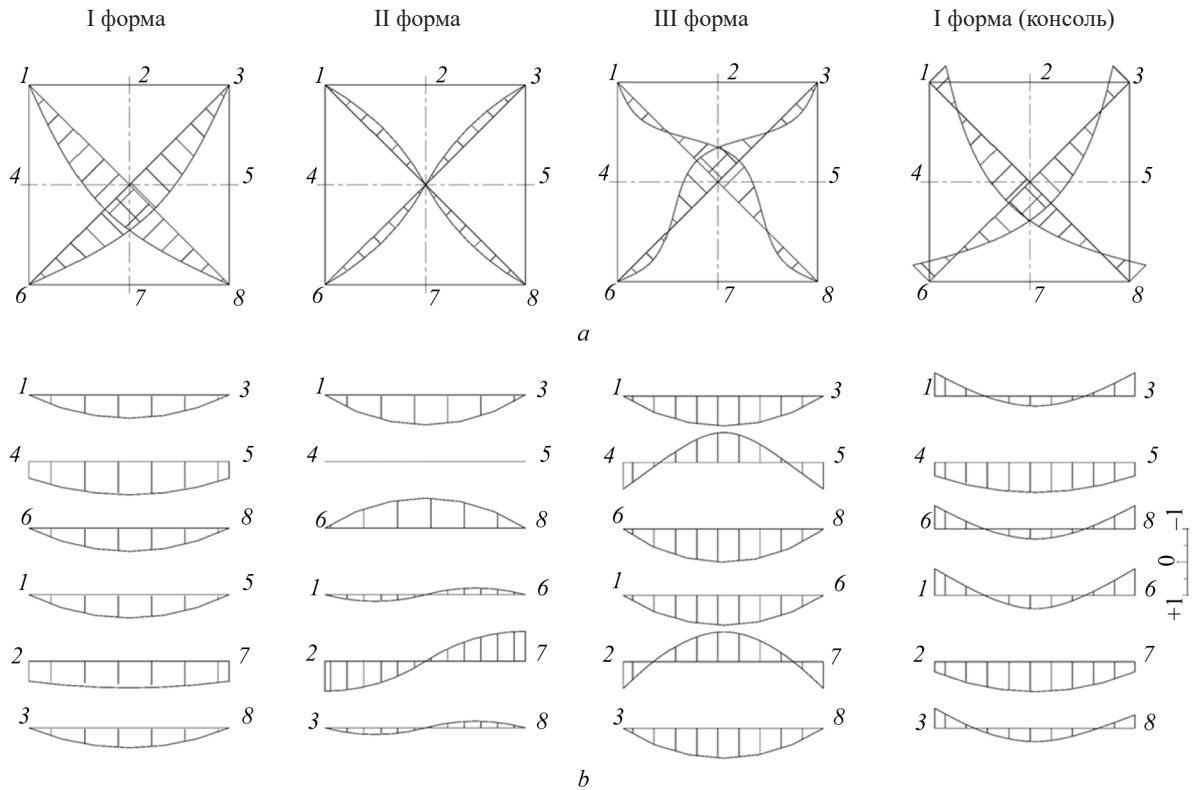


Рис. 4. Формы колебаний плиты с шарнирным опиранием по углам и плиты с консолями: *a* — схема с нумерациями точек и формы колебаний по диагонали; *b* — формы колебаний по обозначенным осям

Декремент колебаний при шарнирном опирании плиты по сравнению с защемленным опиранием получился приблизительно на 10 % больше.

Что касается зависимости декремента колебания от формы колебаний, то он уменьшается соответственно увеличению степени колебаний.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Abovyan A.G. Way of simulating of seismic impact on building and structures // XXVII RSP seminar TFoCE, Zilina. 2019. DOI: 10.1088/1757-899X/661/1/012024
2. Кумпяк О.Г., Галяутдинов З.Р. Расчет железобетонных плит на податливых опорах при кратковременном динамическом нагружении // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2012. № 2 (35). С. 107–110.
3. Бержинская Л.П., Бержинский Ю.А., Киселев Д.В., Ордынская А.П. Идентификация динамической модели по результатам вибрационных испытаний фрагмента бетонного каркаса с использованием безригельного каркаса с использованием BK SCAD, CAD Master // Архитектура и строительство. 2007. № 2. С. 94–98.
4. Абовян А.Г., Абовян Ар.Г. Исследование графиков колебаний зданий и сооружений при воздействии реальных землетрясений // Сборник научных трудов ЕрГУАС. Ереван, 2003. Т. 2. С. 1–3.
5. Абовян А.Г., Абовян Ар.Г., Абовян Г.А. Зависимость декремента затухания от форм колебаний плит // Сборник научных трудов ЕрГУАС. Ереван, 2001. Т. 3. С. 5–7.
6. Амбарцумян В.А., Абовян А.Г. Колебания круглой плиты при кинематическом возбуждении точечных опор // Инженерные проблемы строительной механики : межвузов. сб. науч. трудов. 1990. С. 80–84.
7. Chiaia B., Kumpyak O., Maksimov V., Placidi L. Experimental analysis and Modeling of two-way reinforced concrete slabs over different kinds of yielding supports under short-term dynamic loading // Engineering Structures. 2015. Vol. 96. Pp. 88–99. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.03.054
8. Kezmane A., Placidi L., Chiaia B., Kumpyak O., Maksimov V. 3D modelling of reinforced concrete slab with yielding supports subject to impact load // European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2017. Vol. 21. Issue. 7–8. Pp. 988–1025. DOI: 10.1080/19648189.2016.1194330
9. Кумпяк О.Г., Меццулов Н.В. Прочность сжатых изгибаемых железобетонных конструкций по наклонным сечениям при податливых опорах при динамическом нагружении // Вестник Томского го-

сударственного архитектурно-строительного университета, 2014. № 6 (47). С. 70–80.

10. Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R., Kokorin D.N. Strength of concrete structures under dynamic loading // AIP Conference Proceedings : Proceedings of the II All-Russian Scientific Conference of Young Scientists “Advanced Materials in Technology and Construction”. 2016. P. 070006. DOI: 10.1063/1.4937876

11. Кумпяк О.Г., Галяутдинов З.Р., Максимов В.Б. Исследование железобетонных плит, опертых по контуру на жесткие и податливые опоры, при кратковременном динамическом нагружении // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета, 2013. № 1 (38). С. 69–76.

12. Кумпяк О.Г., Галяутдинов З.Р., Максимов В.Б. Железобетонные плиты на податливых опорах при кратковременном динамическом нагружении // Бетон и железобетон, 2014. № 5. С. 16.

13. Кумпяк О.Г., Галяутдинов З.Р. Экспериментальные исследования опертых по контуру железобетонных плит с распором // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2015. № 3 (50). С. 113–120.

14. Kumpyak O.G., Mescheulov N.V. Numerical simulation of yielding supports in the shape of annular tubes under static and short-term dynamic loading // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, 2017. Vol. 13. Issue 4. Pp. 103–113.009.

15. Кумпяк О.Г., Галяутдинов З.Р., Кокорин Д.Н., Максимов В.Б. Прочность и деформативность железобетонных балок и плит на податливых опорах при интенсивном динамическом нагружении // Бетон и железобетон — взгляд в будущее. Науч. труды III Всеросс. (II Международ.) конф. по бетону и железобетону : в 7 т. 2014. С. 315–325.

16. Кумпяк О.Г., Галяутдинов З.Р. Деформирование железобетонных плит на податливых опорах при динамических воздействиях // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2017. № 1. С. 28–34.

17. Кумпяк О.Г., Галяутдинов З.Р. Прочность и деформативность опертых по контуру железобетонных плит с распором // Общество. Наука. Инновации (НПК-2021) : сб. ст. XXI Всеросс. науч.-практ. конф. Киров, 2021. С. 472–478.

18. Кумпяк О.Г., Мещеулов Н.В. Экспериментальное исследование наклонных сечений сжатых железобетонных конструкций на податливых опорах при поперечном кратковременном динамическом воздействии // Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия. М., 2016. С. 213–217.

19. Кумпяк О.Г., Галяутдинов З.Р. Исследование динамического деформирования железобетон-

ных плит на податливых опорах // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2016. № 1 (54). С. 107–115.

20. Алявдин П.В., Музычкин Ю.А. Анализ динамической модели фрагмента перекрытия здания // Вестник Белорусско-Российского университета. 2010. № 1 (26). С. 137–143.

21. Алявдин П.В., Музычкин Ю.А. Свободные колебания плитно-балочного фрагмента перекрытия зданий // Механика машин, механизмов и материалов, 2009. № 1. С. 162–167.

22. Педиков А.В. Исследование сжато-изгибаемых железобетонных конструкций на податливых опорах при кратковременном динамическом нагружении : дис. ... канд. техн. наук. Томск, 2006. 171 с.

23. Босаков С.В., Мордич А.И., Карякин А.А., Сонин С.А., Дербенцев И.С., Попп П.В. Результаты испытаний нагружением сборно-монолитного перекрытия, опертого на несущие стены многоэтажного здания // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 2. С. 35–42.

24. Айвазов Р.Л., Лапицкий И.В. Сборное перекрытие, опертое по контуру и работающее с поперечным распором // Бетон и железобетон. 1991. № 11. С. 7–9.

25. Босаков С.В., Мордич И.В., Симбиркин Н.В. К повышению несущей способности и жесткости перекрытий, образованных многпустотными плитами // Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 4. С. 30–36.

26. Назаров Ю.П., Жук Ю.Н., Симбиркин Н.В. Автоматизированное проектирование плоских монолитных и сборно-монолитных дисков перекрытий каркасных зданий // Промышленное и гражданское строительство. 2006. № 10. С. 48–50.

27. Алявдин П.В., Мордич А.И., Белевич В.Н. Прочность и деформации сборно-монолитных дисков перекрытий при сдвиге в их плоскости // Бетон и железобетон. 2014. № 2. С. 13–18.

28. Hatch M.R., Raton B. Vibration simulation using MATLAB and ANSYS // Chapman and Hall. CRC, 2001. 654 p.

29. Абовян Г.А., Абовян А.Г. Экспериментальное исследование колебаний круглых плит, опертых на точечные опоры // Известия НАН РА и ГИУА. 1999. С. 7–12.

30. Абовян А.Г., Абовян Г.А. Исследование колебаний точечно-опертых прямоугольных плит // Юбилейный сборник к 60-летию ЕрПИ. 1998. С. 6.

31. Амбарцумян В.А., Абовян А.Г. Колебания перекрытий, опирающихся на точечные опоры и имеющих квадратные отверстия // Известия академии наук Армянской ССР. Серия: технические науки. 1990. Т. XLIII. № 2. С. 54–60.

Поступила в редакцию 21 сентября 2023 г.

Принята в доработанном виде 27 сентября 2023 г.

Одобрена для публикации 13 октября 2023 г.

ОБ АВТОРАХ: **Аветик Гургенович Абовян** — кандидат технических наук, доцент кафедры металлических и деревянных конструкций; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; Scopus: 57202799465, ORCID: 0000-0002-6005-2465; abovyan_1958@mail.ru;

Александр Суменович Марутян — кандидат технических наук, доцент, ведущий научный сотрудник отдела проектно-грантовой деятельности; **Колледж Института сервиса, туризма и дизайна (филиал Северо-Кавказского федерального университета)**; 357538, г. Пятигорск, ул. 40 лет Октября, д. 56; Scopus: 57194604628, ORCID: 0000-0001-5464-5929; al_marut@mail.ru;

Гурген Аветикович Абовян — студент; **Институт пути, строительства и сооружений (ИПСС) ФГАОУ ВО «Российский университет транспорта» (РУТ) (МИИТ)**; 127994, г. Москва, ул. Образцова, д. 9, стр. 9; Scopus: 57202804177; abovyan_GA@mail.ru.

Вклад авторов:

Абовян А.Г. — научное руководство, концепция исследования, развитие методологии, написание исходного текста, итоговые выводы.

Марутян А.С. — доработка текста, итоговые выводы.

Абовян Г.А. — доработка текста.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

INTRODUCTION

The study of the performance of thin slabs under dynamic loading has long been in the centre of attention of researchers. Thin slabs are one of the main structural elements of buildings and structures. Slabs with various structural solutions and supporting devices are used in coverings and slabs of residential, public and industrial buildings, as well as in engineering structures. Depending on the purpose and architectural and planning solution of the building, slabs can have different outlines and support system, as well as holes of various shapes. The slabs are usually supported by walls or columns — point supports. Slabs are supported on columns in beamless slabs used in buildings of various purposes and in separate structures.

Numerous theoretical and experimental studies are devoted to slab bending. Slab vibrations are relatively complex and poorly studied problems. The irregularity of the shape, the complex bearing system and the presence of holes complicate the calculation of slabs, especially under dynamic loads.

Consideration of dynamic effects in the design of structures is especially necessary in conditions of high seismicity. As analyses of the consequences of earthquakes have shown, the maximum acceleration of the vertical component is of approximately the same order as the acceleration of the horizontal component. This indicates that the load-bearing capacity of floor slabs and other structures should be checked taking into account the vertical component of the seismic effect. Consequently, for dynamic and seismic calculations of point-supported slabs used in the structures of buildings and structures, it is of practical interest to determine their dynamic characteristics, frequencies, forms of natural vibrations and damping decrement. Theoretical studies of this problem are usually carried out using approximate methods of calculation [1–19].

MATERIALS AND METHODS

In order to verify the values of the results of theoretical studies of point-supported slab vibrations and to clarify certain issues, experimental studies were carried out on models of solid and through steel slabs sup-

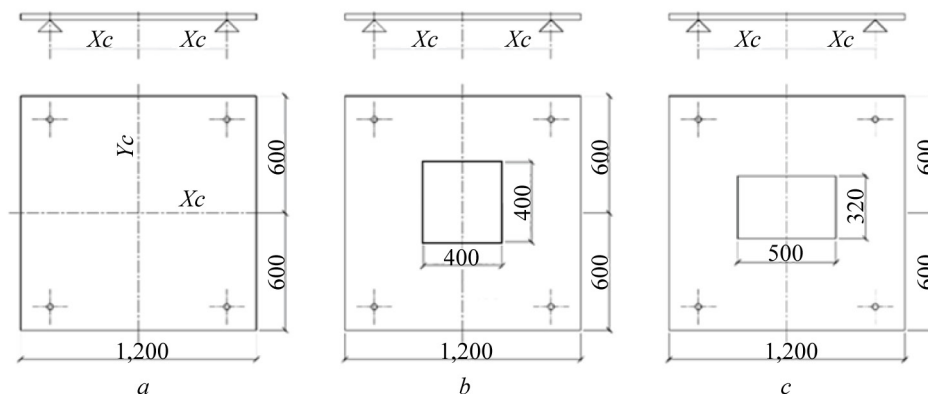


Fig. 1. Models of slabs



Fig. 2. Diagram of installation for static and dynamic tests

ported on four point supports with hinged and pinched support devices at different locations of the coordinates of the point supports [20–30]. The slabs were made of steel slabs with dimensions 1,200 × 1,200 mm and thickness of 8 mm (Fig. 1). The solid slabs (Fig. 1, *a*) with point support coordinates $X_c = Y_c = 580, 400$ and 300 mm were labelled P-1, P-2 and P-3, slabs with square holes (Fig. 1, *b*) respectively P-4, P-5 and P-6 and slabs with rectangular holes (Fig. 1, *c*) P-7, P-8 and P-9.

Thus, nine slabs with different design solutions were tested. Due to the fact that all sizes were tested under hinged and pinned bearing conditions, in the following description the letters “sh” (P-1sh; P-2sh, etc.) were added to the designations of slabs with hinged supports, and “z” was added to slabs with pinned supports (P-1z; P-2z, etc.).

The hinge joints were made by steel hemispheres $d = 30$ mm, installed in the head parts of the support legs, and the pinches were made by compression nuts, installed on the slabs in the head parts of the supports.

For static and dynamic tests of slabs, a special installation was designed and manufactured, whose simplified scheme is shown in (Fig. 2). The installation consists of a test table 1, support legs 3 for fixing the tested slabs 2, an electrodynamic linear vibrator 4, a generator 5 measuring the values of electric current frequencies, a current amplifier 6 and other devices necessary for test-



Fig. 3. Connection diagram for measuring instruments

ing. Testing the oscillations of the slabs and the formation of free oscillations were carried out with the help of a load $F = 250$ N hung in their centre. Forced oscillations of the slabs were excited by electrodynamic vibrators, for power supply of which a low-frequency generator of G6-15 brand was used. With the help of the latter, by smoothly increasing the frequency of current transmitted to the vibrator, different frequencies of oscillations (including resonance frequencies) were generated in the tested slabs, which were used to determine the dynamic characteristics of natural oscillations of the slabs.

Static tests of the slabs were carried out to determine their stiffnesses in order to verify the results of the dynamic tests. Dynamic tests were carried out in two stages. At the first stage the frequencies of natural vibrations of the slabs were determined according to the first form under conditions of free vibrations, and at the second stage they were subjected to forced vibrations, and displacements and frequencies were de-

Table 1. Experimental values of deflections and oscillations of tested slabs

Slabs	Deflections, mm	Frequency of free oscillations, Hz	Frequencies of vibration modes		
			I form	II form	III form
1	2	3	4	5	6
P-1sh	1.75	12	11.1	23.0	64.0
P-1z	1.10	15	15.5	29.3	68.0
P-2sh	0.38	26	26.0	50.0	90.5
P-2z	0.25	31	30.0	54.5	94.6
P-3sh	0.21	32	30.5	44.0	86.3
P-3z	0.15	37	35.0	48.3	90.0
P-4sh	2.65	10	10.5	23.0	72.0
P-4z	1.60	16	15.2	30.0	75.5
P-5sh	0.55	29	28.5	42.0	83.0
P-5z	0.35	35	33.0	46.5	88.0
P-6sh	0.30	32	29.0	40.0	80.0
P-6z	0.23	34	33.0	45.3	84.0
P-7sh	2.50	12	11.3	22.5	70.5
P-7z	1.54	15	14.5	27.0	74.0
P-8sh	0.50	32	29.5	45.0	90.0
P-8z	0.35	34	33.2	49.5	95.0
P-9sh	0.28	30	30.0	45.3	78.0
P-9z	0.21	35	34.0	50.0	83.0

Table 2. Theoretical values of frequencies

Slabs	Values of frequencies of natural oscillation, Hz			
	I form		III form	
	Theoretical	Experimental	Theoretical	Experimental
P-1sh	11.0	11.1	63.5	64.0
P-2sh	24.2	26.0	89.8	90.5
P-3sh	27.4	30.5	91.2	86.3
P-4sh	10.0	11.0	–	72.0
P-5sh	28.0	28.5	–	83.0
P-6sh	30.9	29.0	–	80.0

terminated according to the I, II and III forms of natural vibrations under conditions of resonant vibrations.

Displacements and frequencies of free and forced vibrations of the slabs were determined by vibrators of CB-10c brand. The instrumentation system (Fig. 3) consists of a vibrator 1, a resistance box 2 and a HO-441 oscilloscope 3.

RESEARCH RESULTS

Experimental values of deflections and frequencies of tested slabs are given in Table 1.

In order to verify the results of the values of theoretical investigations of the vibrations of point-supported slabs, the theoretical values of the frequencies of vibrations of the investigated slabs were determined from the graphs given in [31] and compared with the corre-

sponding values of the frequencies determined experimentally (Table 2).

To construct the forms of slab oscillations, rectilinear displacements were measured at 170 points of their surfaces. I, II, III forms of slab oscillations were constructed from the oscillograms of displacements (Fig. 4–7).

Due to the insignificant influence of the shapes and sizes of the holes on the dynamic behaviour of the slabs, only some results of the tests on solid slabs are given below.

CONCLUSION AND DISCUSSION

The analysis of the data given in Table 1 shows that fixing the supports leads to an increase in the stiffness of the slabs and, accordingly, to a change in frequencies. The degree of stiffness increase depends on the coordinates of supports location: in case of supports location

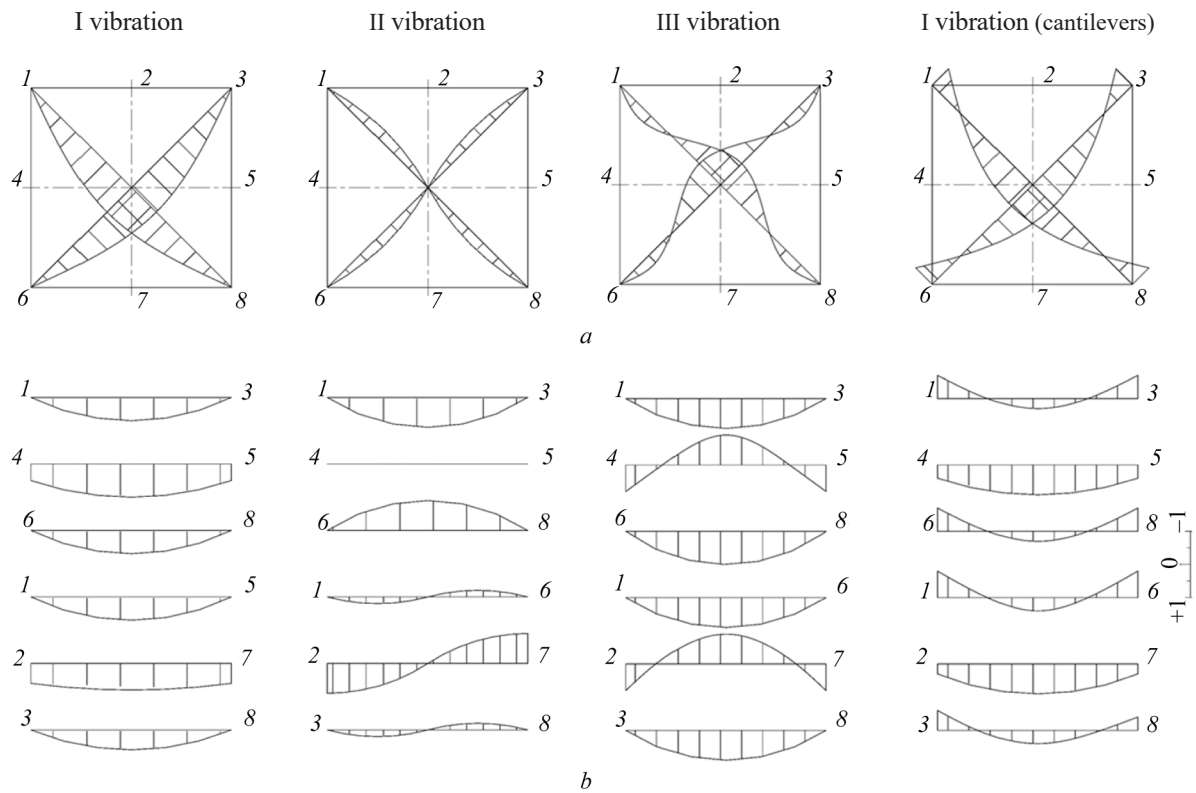


Fig. 4. Vibration patterns of the slab with articulated support at the corners and the slab with cantilevers: *a* — diagram with point numbering and vibration patterns along the diagonal; *b* — vibration patterns along the marked axes

in the corners of the slab (P-1, P-4, P-7) the stiffness increased in average in 1.62 times, in case of supports coordinates $X_c = Y_c = 400$ mm (P-2, P-5 and P-8) in 1.51 times and in case of $X_c = Y_c = 300$ mm (P-3, P-6, P-9) in 1.34 times. The frequencies of natural vibrations of the slabs also increased in proportion to the change in stiffness.

Comparison of results of theoretical and experimental values of frequencies of natural vibrations of slabs (Table 2) shows that they are very close in value and at vibrations according to I form on average differ by 6 %, and at vibrations according to III form — by 2.5 %.

Forms of vibrations of a solid slab (P-1sh) and a slab with cantilevered parts (P-2sh) along its individual axes in the form of centrelines are shown in Fig. 4. When the constructed centrelines are considered together, it can be seen that the I form of plate vibration is a bilateral shell supported on four points. II and III forms of plate oscillation in space are shells with positive and negative curvature supported on four points. I form of oscillations with cantilever parts (P-2sh) also represents a double-sided shell.

The values of decrement of slab vibrations were determined from oscillograms of damped vibrations and from resonance curves. According to the results of experimental studies, it turned out that the decrement of damping depends on the conditions of fixing the slab supports and the form of oscillations. So, for example, the value of decrement of slabs with hinged support for

vibrations on I, II and III forms turned out 0.072, 0.047 and 0.038, and for slabs with pinched support for vibrations of the first three forms respectively 0.065, 0.043 and 0.036.

From the data given in columns 3 and 4 of Table 1, we can see that the values of the obtained frequencies of free and forced (resonant) oscillations are almost identical and differ from each other by 4.5 % on average. This fact confirms the reliability of frequencies determined by resonant oscillations.

It is also evident from the data given in Table 1 that the presence of holes and their type do not have a significant effect on the frequencies of vibrations, despite the fact that the stiffness of the latter changes significantly (for slabs with square holes 1.43–1.51 times, and for slabs with rectangular holes 1.33–1.43 times). The insignificant change of frequencies can be explained by the fact that the presence of holes simultaneously with the reduction of stiffness of the slab reduces its mass.

The closeness of theoretical and experimental values of vibration frequencies (Table 2) indicates the reliability of the solution of the theoretical problem.

The vibration decrement of the hinged slab compared to the pinned slab is approximately 10 % greater.

As for the dependence of the oscillation decrement on the oscillation form, it decreases accordingly to the increase of the degree of oscillation.

REFERENCES

1. Abovyan A.G. Way of simulating of seismic impact on building and structures. *XXVII RSP seminar TFOCE*. Zilina, 2019. DOI: 10.1088/1757-899X/661/1/012024
2. Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R. Calculation of reinforced concrete slabs on pliable supports under short-term dynamic loading. *Bulletin of the Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering*. 2012; 2(35):107-110. (rus.).
3. Berzhinskaya L.P., Berzhinskiy Yu.A., Kiselev D.V., Ordynskaya A.P. Identifying a dynamic model based on results of vibration tests of a concrete frame fragment using an unrigged frame using VC SCAD, CAD Master. *Architecture and construction*. 2007; 2:94-98. (rus.).
4. Abovyan A.G., Abovyan Ar.G. Study of graphs of fluctuations of buildings and structures under the influence of real earthquakes. *Collection of scientific works of YABU*. Yerevan, 2003; 1:1-3. (rus.).
5. Abovyan A.G., Abovyan Ar.G., Abovyan G.A. Dependence of the attenuation decrement on the slab oscillation forms. *Collection of scientific works of YABU*. Yerevan, 2001; 3:5-7. (rus.).
6. Ambartsumyan V.A., Abovyan A.G. Vibrations of a round slab during kinematic excitation of point supports. *Engineering problems of construction mechanics. Intercollegiate collection of scientific papers*. 1990; 80-84. (rus.).
7. Chiaia B., Kumpyak O., Maksimov V., Placidi L. Experimental analysis and Modeling of two-way reinforced concrete slabs over different kinds of yielding supports under short-term dynamic loading. *Engineering Structures*. 2015; 96:88-99. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.03.054
8. Kezmane A., Placidi L., Chiaia B., Kumpyak O., Maksimov V. 3D modelling of reinforced concrete slab with yielding supports subject to impact load. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 2017; 21(7-8):988-1025. DOI: 10.1080/19648189-2016.1194330
9. Kumpyak O.G., Mescheulov N.V. Compressed-flexed reinforced concrete structures along inclined sections on malleable supports under dynamic loading. *Bulletin of the Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering*. 2014; 6(47):70-80. (rus.).
10. Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R., Kokorin D.N. Strength of concrete structures under dynamic loading. *AIP Conference Proceedings. Proceedings of the II All-Russian Scientific Conference of Young Scientists "Advanced Materials in Technology and Construction"*. 2016; 070006.

11. Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R., Maksimov V.B. Investigation of reinforced concrete slabs supported along the contour on rigid and malleable supports under short-term dynamic loading. *Bulletin of Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering*. 2013; 1(38):69-76. (rus.).
12. Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R., Maksimov V.B. Reinforced concrete slabs on malleable supports under short-term dynamic loading. *Concrete and Reinforced Concrete*. 2014; 5:16. (rus.).
13. Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R. Experimental studies of reinforced concrete slabs supported along the contour with a spacer. *Bulletin of the Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering*. 2015; 3(50):113-120. (rus.).
14. Kumpyak O.G., Mescheulov N.V. Numerical simulation of yielding supports in the shape of annular tubes under static and short-term dynamic loading. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2017; 13(4):103-113.
15. Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R., Kokorin D.N., Maksimov V.B. Strength and deformability of reinforced concrete beams and slabs on malleable supports under intense dynamic loading. *Concrete and reinforced concrete — a look into the future. scientific papers of the III All-Russian (II International) Conference on Concrete and Reinforced Concrete : in 7 volumes*. 2014; 315-325. (rus.).
16. Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R. Deformation of reinforced concrete SLABS on malleable supports under dynamic influences. *Earthquake-Resistant Construction. Safety of structures*. 2017; 1:28-34. (rus.).
17. Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R. Strength and deformability of reinforced concrete slabs supported along the contour with a spacer. *Society. The science. Innovations (NPC-2021) : Collection of articles XXI All-Russian Scientific and Practical Conference*. Kirov, 2021; 472-478. (rus.).
18. Kumpyak O.G., Mescheulov N.V. Experimental studies of inclined sections of compressed reinforced concrete structures on malleable supports under transverse short-term dynamic impact. *Modern problems of calculation of reinforced concrete structures, buildings and structures for emergency impacts*. Moscow, 2016; 213-217.
19. Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R. Investigation of dynamic deformation of reinforced concrete slabs on malleable supports. *Bulletin of the Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering*. 2016; 1(54):107-115.
20. Alyavdin P.V., Muzychkin J.A. Analysis of the dynamic model of a fragment of the ceiling of the building. *Bulletin of the Belarusian-Russian University*. 2010; 1(26):137-141. (rus.).
21. Alyavdin P.V., Muzychkin Yu.A. Free vibrations of the slab-beam fragment of the overlap of buildings. *Mechanics of Machines, Mechanisms and Materials*. 2009; 1:162-167. (rus.).
22. Pedikov A.V. *Study of compressed-flexed reinforced concrete structures on pliable supports under short-term dynamic loading : dissertation of the Candidate of Technical Sciences*. Tomsk, 2006; 171. (rus.).
23. Bosakov S.V., Mordich A.I., Karyakin A.A., Sonin S.A., Derbentsev I.S., Popp P.V. Load test results of precast-monolithic floor supported on bearing walls of multi-storey building. *Industrial and Civil Construction*. 2018; 2:35-42 (rus.).
24. Aivazov R.L., Lapitsky I.V. Precast floor supported on contour and working with cross trust. *Concrete and Reinforced Concrete*. 1991; 11:7-9. (rus.).
25. Bosakov S.V., Mordich A.L., Simbirkin V.N. On increase of bearing capacity and rigidity of floors made of hollow-core slabs. *Industrial and Civil Construction*. 2017; 4:30-36. (rus.).
26. Nazarov Yu.P., Zhuk Yu.N., Simbirkin B.N. Computer-aided design of flat monolithic and precast-monolithic slabs in fame buildings. *Industrial and Civil Construction*. 2006; 10:48-50 (rus.).
27. Alyavdin P.V., Mordich A.I., Belevich V.N. Strength and deformation of precast-monolithic floor slabs in case of their in-plane shear. *Concrete and Reinforced Concrete*. 2014; 2:13-18. (rus.).
28. Hatch M.R. Vibration simulation using MATLAB and ANSYS. *Chapman and Hall*. CRC. 2001; 654.
29. Abovyan Av.G., Abovyan Ar.G. Experimental study of oscillation of circular slabs rested on point supports. *Publication NAN RA and SEUA*. 1999; 7-12. (rus.).
30. Abovyan A.G., Abovyan G.A. Investigation of oscillations of point-supported square slabs. *Jubilee collection dedicated to the 60th anniversary of the Yerevan Polytechnic Institute*. 1998. (rus.).
31. Ambartsumian V.A., Abovyan A.G. Vibrations of beams resting on point supports and having square holes. *Proceedings of the Academy of Sciences of the Armenian SSR. Series: technical sciences*. 1990; XLIII(2):54-60. (rus.).

Received September 21, 2023.

Adopted in revised form on September 27, 2023.

Approved for publication on October 13, 2023.

B I O N O T E S : **Avetik G. Abovyan** — Candidate of Technical, Associate Professor, Department of wood and metal structures; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; Scopus: 57202799465, ORCID: 0000-0002-6005-2465; abovyan_1958@mail.ru;

Alexander S. Marutyan — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Leading Researcher of the Department of project and grant activities; **Branch of the North Caucasus Federal University**; 56 40 years of October Avenue, Pyatigorsk, 357538, Russian Federation; Scopus: 57194604628, ORCID: 0000-0001-5464-5929; al_marut@mail.ru;

Gurgen A. Abovyan — student of the Institute of Roads, Construction and Structures (IPSS); **Institute of Roads, Construction and Structures (IPSS) Russian University of Transport (RUT) (MIIT)**; , 9 st. Obraztsova, build. 9, Moscow, 127994, Russian Federation; Scopus: 57202804177; abovyan_GA@mail.ru.

Contribution of the authors:

Avetik G. Abovyan — scientific leadership, research concept, development of methodology, writing the original text, final conclusions.

Alexander S. Marutyan — revision of the text, final conclusions.

Gurgen A. Abovyan — revision of the text. The authors declare no conflict of interest.

The authors declare that there is no conflict of interest.

ОБЗОРНАЯ СТАТЬЯ / REVIEW PAPER

УДК 624.011.1

DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.5

Перспектива применения CLT-панелей в многоэтажном строительстве

Александра Сергеевна Дворцова, Андрей Юрьевич Ушаков*Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия*

АННОТАЦИЯ

Введение. Рассмотрены предпосылки развития и применения новой строительной технологии с применением возобновляемого природного ресурса — древесины. Проблематика обеспеченности строительства сырьем для производства является актуальной. Цели исследования — определение основных достоинств и недостатков CLT-панелей как материала, применяемого в несущих каркасах; реализуемость CLT-панелей по отношению к другим традиционным строительным материалам; выявление основных технологических особенностей строительного производства с применением технологии перекрестно-клеевых панелей, определение преимуществ технологии; необходимость проведения исследовательской деятельности по конструкционному материалу для обновления соответствующих строительных нормативов; анализ зарубежного опыта в разделе деревянного домостроения.

Материалы и методы. Выполнены обзор и анализ отечественной и зарубежной литературы, научных трудов, нормативных документов, информационных источников на базе eLIBRARY.RU, сопоставление и систематизация полученных данных. За основу были также взяты ранее проведенные исследования.

Результаты. На основе анализа информационных источников дано описание основных свойств и характеристик, а также технологии производства CLT-панелей; определены положительные и отрицательные стороны применения материала, достоинства строительной технологии возведения каркасов зданий. Проведен сравнительный анализ отечественного и зарубежного опыта в деревянном домостроении. Определена проблематика развития технологии перекрестно-клеевых панелей в России.

Выводы. Результаты, полученные в результате исследования, показывают целесообразность использования CLT-панелей как строительного материала для несущих конструкций, отличающегося наличием перечня значимых для отрасли свойств: экологичность, возобновляемость, высокие темпы производства работ, уменьшение стоимости возведения объектов вследствие уменьшения трудоемкости строительного процесса.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: CLT-панели, клееная древесина, древесина, деревянные конструкции, многоэтажное строительство, перекрестно-клеевая древесина, зеленое строительство

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Дворцова А.С., Ушаков А.Ю. Перспектива применения CLT-панелей в многоэтажном строительстве // Строительство: наука и образование. 2023. Т. 13. Вып. 4. Ст. 5. URL: <http://ns-o-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.5

Автор, ответственный за переписку: Андрей Юрьевич Ушаков, 903714@mail.ru.

Perspective of CLT-panels application in multi-storey construction

Alexandra S. Dvortsova, Andrey Yu. Ushakov*Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU);
Moscow, Russian Federation*

ABSTRACT

Introduction. The article considers the prerequisites for the development and application of new construction technology with the use of renewable natural resource — wood. The problem of providing construction with raw materials for production is relevant. Objectives of the research — determination of the main advantages and disadvantages of CLT-panels as a material used in load-bearing frames; feasibility of CLT-panels in relation to other traditional building materials; identification of the main technological features of construction production with the use of cross-glued panels technology, determination of the advantages of the technology; necessity of research activities on the construction material for updating the relevant building regulations; analysis of foreign experience in the field of construction of wood-based panels.

Materials and methods. The review and analysis of domestic and foreign literature, scientific papers, normative documents, information sources on the basis of eLIBRARY.RU were performed. Comparison and systematization of the obtained data. Earlier studies were also taken as a basis.

Results. On the basis of the conducted analysis of information sources the description of the main properties and characteristics, as well as production technology of CLT-panels is given; positive and negative sides of the material application, advantages of construction technology of building frames erection are determined. The comparative analysis of domestic and foreign experience in wooden house building is carried out. The problems of cross-glue panel technology development in Russia are defined.

Conclusions. The results obtained through the conducted research determine the feasibility of using CLT-panels as a building material for load-bearing structures, characterized by the presence of a list of properties significant for the industry: environmental friendliness, renewability, high rates of work production, reduction in the cost of construction of objects due to the reduction of labour intensity of the construction process.

KEYWORDS: CLT panels, glued wood, wood, wooden structures, multi-storey construction, cross-glued wood, green building

FOR CITATION: Dvortsova A.S., Ushakov A.Yu. Perspective of CLT-panels application in multi-storey construction. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2023; 13(4):5. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.5

Corresponding author: Andrey Yu. Ushakov, 903714@mail.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Одной из современных тенденций мировой строительной индустрии является применение дерева не только как отделочного материала, но и как материала несущих конструкций. Обеспеченность сырьем, экономическая реализуемость позволяют говорить о перспективах развития направления деревянного домостроения.

Древесина — природный строительный материал. Одни из ценнейших качеств этого материала — его возобновляемость и экологичность. Древесина успешно сопротивляется воздействию статических и динамических нагрузок. Она — довольно легкая и при этом достаточно прочная, что дает возможность использовать ее в несущих конструкциях зданий. В сравнении с бетоном на сжатие вдоль волокон по прочности древесина не уступает, а при изгибе — заметно превосходит [1–10].

Примерами применения деревянных конструкций в качестве основного материала несущего остова могут служить европейские проекты офисных зданий и жилых комплексов.

Успешная реализация подобных проектов говорит о возможности решения глобальных экологических проблем, связанных с выбросами в атмосферу вредных веществ при производстве железобетона.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Основной метод исследования — анализ, также использован обзор. Для определения текущей степени реализации строительной технологии с применением перекрестно-клеевых панелей проведен подбор соответствующих отечественных и зарубежных литера-

турных источников за последние четыре года [11–17]. Анализ проводился в нескольких направлениях:

- определение перспектив развития деревянного домостроения в целом;
- выявление возможности развития строительства из клееной древесины в России и наличие сырьевой и экономической базы для этого;
- оценка текущего положения использования CLT-панелей в сфере строительства на международном рынке;
- оценка спроса подобных проектов на рынке недвижимости разных стран.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Россия — одна из стран с самыми богатыми запасами древесины в мире, но до 2019 г. строительные нормативные документы предполагали возведение деревянных зданий до трех этажей. В 2019 г. были разработаны нормы проектирования, позволяющие увеличить максимальную высоту до 28 м.

Один из уже реализованных подобных проектов располагается в г. Сокол Вологодской области (рис. 1). Это небольшой жилой комплекс, состоящий из двух четырехэтажных домов высотой 15 м. Оба здания были возведены с использованием конструкций CLT.

Панели и плиты типа CLT представляют собой материалы, состоящие из слоев древесины, склеенных крест-накрест между собой (рис. 2). Это необходимо в связи с анизотропией свойств древесины.

CLT — это конструкция, которая соединяет в себе свойства и характеристики двух абсолютно полярных строительных материалов: клееного бру-



Рис. 1. Многоэтажные жилые здания из CLT-панелей в России

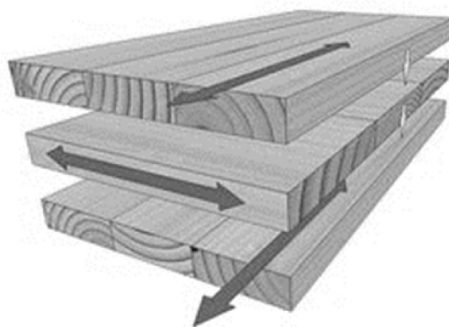


Рис. 2. Схематичное изображение клееной деревянной CLT-панели

са и железобетонной плиты. Это стало возможным благодаря новой технологии.

С брусом панели объединяет структура: доски, объединенные в плиты, уложенные друг на друга перпендикулярно. Перед отправкой под пресс древесина высушивается до нормальной влажности (10–12 %) и торцуется, т.е. достигаются ровные и параллельные поверхности, и только после этого стороны смазываются клеем и далее подвергаются обжатию с четырех сторон.

В готовом виде конструкция является многослойной. Как для любой многослойной панели, были определены минимальное и максимальное количество слоев для такой конструкции — 3 и 12 соответственно. Ее толщина может меняться от 45 до 480 мм. Эта величина зависит от количества слоев.

С железобетонными изделиями связывают такие свойства, как сравнимая прочность и долговечность, и, кроме того, унификация таких изделий, как стеновые и перегородочные панели с уже вырезанными дверными и оконными проемами, плиты перекрытия, опорные колонны и балки.

Достоинства CLT-панелей:

- экологичность;
- прочность;
- доступность;
- отсутствие усадки;
- высокая пожаростойкость;
- сейсмоустойчивость;
- низкая теплопроводность;
- высокое шумопоглощение;
- неограниченные возможности с точки зрения концепции, стиля и архитектуры.

Недостатки CLT-панелей:

- высокая стоимость в сравнении с другими строительными материалами;
- относительно новая технология, вследствие чего застройщики больше отдают предпочтение традиционным, проверенным временем технологиям;

- необходимость в дополнительном утеплении конструкции в условиях холодного климата;
- гниение при постоянном контакте с влагой;
- растрескивание внешнего слоя под воздействием солнечных лучей.

Технология CLT-панелей уже в ближайшем будущем сможет конкурировать с традиционными методами строительства. Такая технология имеет ряд преимуществ:

- возведение зданий в условиях плотной городской застройки без вредных выбросов в атмосферу;
- минимизация шумовых показателей в период строительства;
- наращивание этажей уже существующих зданий без дополнительного усиления фундамента и расселения жильцов;
- отсутствие мокрых процессов на строительной площадке;
- высокая скорость возведения объектов;
- стены не имеют горизонтальных межвенцовых стыков, как у дома из бруса, так как размер одной плиты может достигать 24 м;
- в сравнении с железобетонными панелями стены по технологии CLT лишены мостиков холода, однако угловые стыки все равно требуют дополнительного укрепления в виде специальных клеевых составов.

Как и у любой другой строительной технологии, существует ряд недостатков, таких как:

- необходимость в мощной и крупногабаритной технике для транспортировки и установки длинных фасадных панелей;
- нехватка квалифицированных монтажников.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Зарубежный опыт широкого применения CLT-панелей показывает высокую эффективность дан-

Реализованные объекты из CLT-панелей в мире и России

Назначение объекта	Название проекта	Страна	Год
Жилые здания	9-этажный дом Stadhaus высотой 30 м	Великобритания, Лондон	2009
	10-этажный дом Forté высотой 32 м	Австралия, Мельбурн	2012
	9-этажный жилой массив Strandparken площадью 2740 м ²	Швеция, Стокгольм	2013
	14-этажный дом Treet Bergen («Дерево») высотой 51 м	Норвегия, Берген	2015
	18-этажное студенческое общежитие Brock Commons высотой 53 м	Канада, Ванкувер	2017
Общественные здания	8-этажный бизнес-центр LifeCycle	Австрия, Дорнбирн	2012
	4-этажное офисное здание Good Wood	Россия, пос. Елино, Солнечногорский р-н, Московская обл.	2016
Инженерные сооружения	Куполообразная крыша деревянного ангара с длиной пролета 110 м в Парке слонов	Швейцария, Цюрих	2014

ной технологии при проектировании и строительстве различных типов зданий [18–20] (табл.).

Представленная таблица показывает, что применение технологии CLT-панелей в России только начинает набирать обороты, хотя в Европе она применялась еще с прошлого десятилетия. Однако в нашей стране постепенно начинает формироваться свое производство перекрестных панелей, что послужит пусковым механизмом для реализации более крупных и интересных проектов в будущем.

Определяющими факторами, останавливающими использование CLT-панелей в отечественном домостроении, являются их малоисследованность

и начальная стадия разработки их нормативной базы.

Набираемая популярность данной технологии определяется широким спектром положительных характеристик данного материала, при этом лидирующее место занимает именно натуральность и экологичность, которые достаточно высоко ценятся производителями, а вместе с тем и отсутствие выбросов в атмосферу опасных веществ при производстве. В развитии этой отрасли строительства заинтересованы как потенциальные потребители, так и производители строительных материалов, строительной химии.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Лабудин Б.В., Мелехов В.И., Шиловская Н.А., Попов Е.В., Тропина П.М., Журавлева Т.П. Напряженно-деформированное состояние панелей на деревянном каркасе с обшивкой из листовых древесных материалов // Строительная механика и расчет сооружений. 2017. № 3 (272). С. 15–19. EDN YPJFR.
2. Косов И.И. Деревянные панели CLT в строительстве общественных зданий // Международный журнал прикладных наук и технологий Integral. 2019. № 2–1. С. 19. EDN XYVEOK.
3. Мавлюбердинов А.Р., Хоцянян Д.Н. Технологические особенности возведения многоэтажных жилых зданий из CLT-панелей // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2018. № 1 (43). С. 219–225. EDN UOVVCG.
4. Турковский С.Б., Погорельцев А.А., Преображенская И.П. Клееные деревянные конструкции с узлами на вклеенных стержнях в современном строительстве (система ЦНИИСК). М. : РИФ «Стройматериалы», 2013. 308 с. EDN XWRLHF.
5. Латыпов В.М. Конструкции из дерева и пластмасс : монография. Уфа, 2005. 105 с. EDN QNKWBR.
6. Крестьянинова А.Ю., Юминова М.О. Материалы и конструкции для строительства деревянных зданий // Наука через призму времени. 2017. № 9 (9). С. 42–51. EDN ZXXFPD.
7. Филимонов М.А., Смирнов П.Н., Погорельцев А.А. Проведение исследований по определению несущей способности стеновых панелей и плит перекрытия из древесины перекрестно клееной (ДПК/CLT) и разработка методики расчета. М. : Научно-исследовательский центр «Строительство», 2020. 268 с. EDN NVQDYW.
8. Бубис А.А., Гизятуллин И.Р., Хворова А.Н., Петров И.Ю. Особенности поведения древесины перекрестно-клееной (ДПК/CLT) при статических и динамических нагрузках, моделирующих сейсмические воздействия // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2022. № 2. С. 62–80. DOI: 10.37153/2618-9283-2022-2-62-80. EDN QYZGKG.
9. Змеев М.В. Определение толщины перекрытия из перекрестно-клееных досок на примере CLT-плит Binderholz (Austria) // Инженерный вестник Дона. 2020. № 11 (71). С. 252–258. EDN YUSGJI.
10. Щелокова Т.Н. Современные тенденции улучшения свойств древесины и деревянных строительных конструкций // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2018. № 6. С. 39–45. DOI: 10.12737/article_5b115a65781d87.13857188. EDN XTRGIP.
11. Karacabeyli E., Gagnon S., Pirvu C. Canadian CLT handbook: cross-laminated timber. Québec : FPInnovations, 2019. 812 p.
12. Nakajima S., Sakabe Y., Kimoto S., Ohashi Y. Deterioration of CLT under humid and dry cyclic climate // XV International Conference on Durability of Building Materials and Components. 2020. DOI: 10.23967/dbmc.2020.030
13. Schmidt E., Riggio M. Monitoring moisture performance of cross-laminated timber building elements during construction // Buildings. 2019. Vol. 9. Issue 6. P. 144. DOI: 10.3390/buildings9060144
14. Riggio M., Schmidt E., Mustapha G. Moisture monitoring data of mass timber elements during prolonged construction exposure: The case of the forest science complex (Peavy Hall) at Oregon State University // Frontiers in Built Environment. 2019. Vol. 5. DOI: 10.3389/fbuil.2019.00098
15. Schmidt E., Riggio M., Laleicke P.F., Barbosa A.R., van den Wymelenberg K. How monitoring CLT buildings can remove market barriers and support designers in North America: an introduction to preliminary environmental studies // Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas. 2018. Issue 7. Pp. 41–48.
16. Malo K.A., Abrahamsen R.B., Bjertnæs M.A. Some structural design issues of the 14-storey timber framed building “Treet” in Norway // Europe Journal of Wood and Wood Production. 2016. Vol. 74. Issue 3. Pp. 407–424. DOI: 10.1007/s00107-016-1022-5

17. Chapman J., Reynolds T., Harris R. A 30 level cross laminated timber building system and analysis of the Eurocode dynamic wind loads // World Conference on Timber Engineering. 2012. Pp. 49–57.

18. Van De Kuilen J.W.G., Ceccotti A., Xia Z., He M. Very tall wooden buildings with cross laminated timber // Procedia Engineering. 2011. Vol. 14. Pp. 1621–1628. DOI: 10.1016/j.proeng.2011.07.204

19. Murray S., Grantham K., Damle S.B. Development of a generic risk matrix to manage project risks // Journal of Industrial and Systems Engineering. 2011. Vol. 5. Pp. 35–51.

20. Khumpaisai S., Chen Z. Risk assessment in real estate development: an application of analytic network process // Journal of Architectural/Planning Research and Studies (JARS). 2018. Vol. 7. Issue 1. Pp. 103–118. DOI: 10.56261/jars.v7i1.168916

Поступила в редакцию 26 сентября 2023 г.

Принята в доработанном виде 26 октября 2023 г.

Одобрена для публикации 28 октября 2023 г.

ОБ АВТОРАХ: Александра Сергеевна Дворцова — магистрант; Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; ashasuy@yandex.ru;

Андрей Юрьевич Ушаков — кандидат технических наук, доцент кафедры металлических и деревянных конструкций; Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 670325; 903714@mail.ru.

Вклад авторов:

Дворцова А.С. — сбор и обработка материала, проведение исследования, написание текста статьи.

Ушаков А.Ю. — научное руководство, концепция исследования, развитие методологии, написание исходного текста.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

INTRODUCTION

One of the modern trends in the world construction industry is the use of wood not only as a finishing material, but also as a material of load-bearing structures. The availability of raw materials and economic feasibility allow us to talk about the prospects for the development of wooden house building.

Wood is a natural building material. One of the most valuable qualities of this material is its renewability and environmental friendliness. Wood successfully resists static and dynamic loads. It is lightweight and strong enough to be used in load-bearing structures of buildings. Compared to concrete, wood is as strong in com-

pression along the fibres as it is in bending, and it is considerably stronger than concrete in compression.

European projects of office buildings and residential complexes can serve as an indicator of the use of wooden structures as the main load-bearing frame material.

Successful implementation of such projects shows that it is possible to solve global environmental problems related to emissions of harmful substances into the atmosphere during the production of reinforced concrete.

MATERIALS AND METHODS

The main research method is analysis and review. In order to determine the current degree of realization of construction technology using cross-glued panels, a selection of relevant domestic and foreign literature sources for the last four years was carried out. The analysis was carried out in several directions:

- determination of prospects for the development of wooden house building in general;
- determination of the possibility to develop laminated wood construction in Russia and the availability of raw material and economic base for this purpose;
- assessment of the current position of CLT panels in the construction sector in the international market;
- assessment of the demand for similar projects in the property market of different countries.



Fig. 1. Multi-storey residential buildings made of CLT panels in Russia

RESEARCH RESULTS

Russia is one of the countries with the richest wood reserves in the world, but until 2019, construction regulations assumed the erection of wooden buildings up to three storeys. In 2019, design norms were developed to increase the maximum height to 28 metres.

One of the already implemented such projects is located in the Sokol town in the Vologda region (Fig. 1). This is a small residential complex consisting of two four-storey buildings 15 metres high. Both buildings were constructed using CLT structures.

CLT panels and boards are materials consisting of layers of wood glued crosswise to each other (Fig. 2). This is necessary due to the anisotropic properties of wood.

CLT is a construction that combines the properties and characteristics of two polar building materials: glued laminated timber and reinforced concrete slab. This is made possible thanks to a new technology.

The panels have the same structure as timber: planks joined into boards, stacked perpendicularly on top of each other. Before being sent to the press, the wood is dried to normal moisture content (10–12 %) and faced, i.e. even and parallel surfaces are achieved, only after which the sides are glued and then pressed on four sides.

In its finished form, the structure is multilayered. As for any multilayer panel, the minimum and maximum number of layers for such a construction have been determined — 3 and 12, respectively. Its thickness can vary from 45 to 480 mm. This value depends on the number of layers.

Reinforced concrete products are associated with properties such as comparable strength and durability and, in addition, the unification of products such as wall and partition panels with already cut out door and window openings, floor slabs, supporting columns and beams.

Advantages of CLT panels:

- environmental friendliness;
- durability;
- accessibility;
- no shrinkage;
- high fire resistance;
- seismic resistance;
- low thermal conductivity;
- high noise absorption;
- unlimited possibilities in terms of concept, style and architecture.

Disadvantages of CLT panels:

- high cost compared to other building materials;
- is a relatively new technology, and as a result, developers are more in favour of traditional, time-tested technologies;
- the need for additional insulation of the structure in cold climates;
- rotting in constant contact with moisture;
- cracking of the outer layer under the influence of sunlight.

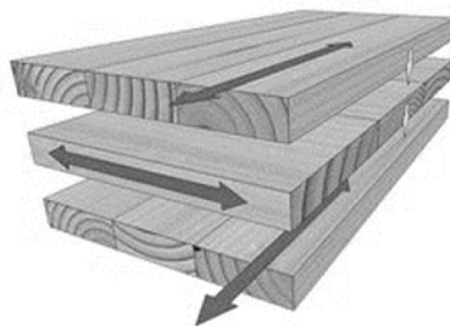


Fig. 2. Schematic representation of glued wood CLT panel

CLT panel technology will be able to compete with traditional construction methods in the near future. This technology has a number of advantages:

- construction of buildings in dense urban areas without harmful emissions into the atmosphere;
- minimizing noise emissions during the construction period;
- increasing the floors of existing buildings without additional reinforcement of the foundations and re-settlement of the occupants;
- no wet processes on the construction site;
- high speed of construction;
- the walls do not have horizontal interlap joints as in a log house, as the size of one slab can be up to 24 metres;
- compared to reinforced concrete panels, clt walls are free of cold bridges. however, corner joints still require additional reinforcement in the form of special adhesives.

However, like any other building technology there are a number of disadvantages such as:

- the need for powerful and large-scale machinery for transporting and installing long facade panels;
- shortage of qualified installers.

CONCLUSION AND DISCUSSION

Foreign experience of wide application of CLT-panels shows high efficiency of this technology in design and construction of various types of buildings (Table).

The table above shows that the use of CLT panel technology in Russia is just beginning to gain momentum, although it has been used in Europe since the last decade. However, our country is gradually beginning to form its own production of cross-linked panels, which will serve as a trigger for the realization of larger and more interesting projects in the future.

The determining factors stopping the use of CLT-panels in domestic house building are their lack of research and the initial stage of development of its regulatory framework.

The growing popularity of this technology is determined by a wide range of positive characteristics of this material, with the leading place occupied by the naturalness and environmental friendliness, which are quite

Realized objects made of CLT panels in the world and Russia

Purpose of the object	Project name	Country	Year
Residential buildings	The 9-storey Stadhaus is 30 metres high	United Kingdom, London	2009
	The 10-storey Forté building is 32 metres high	Australia, Melbourne	2012
	A 9-storey Strandparken housing estate with an area of 2,740 m ²	Sweden, Stockholm	2013
	The 14-storey Treet Bergen (“Tree”) building is 51 metres high	Norway, Bergen	2015
	Brock Commons is an 18-storey, 53 metre high student accommodation building	Canada, Vancouver	2017
Public buildings	8-storey LifeCycle Business Centre	Austria, Dornbirn	2012
	4-storey office building Good Wood	Russia, Elino settlement, Solnechnogorsky district, Moscow region	2016
Engineering structures	Dome roof of a wooden hangar with a span of 110 metres in the Elephant Park	Switzerland, Zurich	2014

highly valued by manufacturers and at the same time the absence of emissions into the atmosphere of hazardous substances during production. Both potential

consumers and manufacturers of construction materials and construction chemicals are interested in the development of this construction industry.

REFERENCES

1. Labudin B.V., Melekhov V.I., Shilovskaya N.A., Popov E.V., Tropina P.M., Zhuravleva T.P. Stress-strain state of panels on a wooden frame with sheathing from sheet wood materials. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2017; 3(272):15-19. EDN YPIJFR. (rus.).

2. Kosov I.I. Wooden CLT panels in the construction of public buildings. *International Journal of Applied Sciences and Technology Integral*. 2019; 2-1:19. EDN XYVEOK. (rus.).

3. Mavlyuberdinov A.R., Khotsanian D.N. Technological features of erecting multi-storey residential buildings from CLT-panels. *News of the Kazan State University of Architecture and Engineering*. 2018; 1(43):219-225. EDN UOVVCG. (rus.).

4. Turkovsky S.B., Pogoreltsev A.A., Preobrazhenskaya I.P. *Glued wooden structures with knots on glued rods in modern construction (TsNIISK system)*. Moscow, RIF “Building Materials” Publ., 2013; 308. EDN XWRLHF. (rus.).

5. Latypov V.M. *Structures made of wood and plastics*. Ufa, Monograph Publ., 2005; 105. EDN QNKWBR. (rus.).

6. Krestyaninova A.Yu., Yuminova M.O. Materials and structures for the construction of wooden buildings. *Science through the prism of time*. 2017; 9(9):42-51. EDN ZXXFPD. (rus.).

7. Filimonov M.A., Smirnov P.N., Pogoreltsev A.A. *Carrying out research to determine the bearing capacity of wall panels and floor slabs made of cross-laminated wood (WPC/CLT) and developing a calculation methodology*. Moscow, Research Center “Construction” Publ., 2020; 268. EDN NVQDYW. (rus.).

8. Bubis A.A., Giziatullin I.R., Petrov I.Yu., Khvorova A.N. Peculiarities of behavior of cross-laminated timber (CLT) under static and dynamic loads simulating seismic impacts. *Earthquake Engineering. Constructions Safety*. 2022; 2:62-80. DOI: 10.37153/2618-9283-2022-2-62-80. EDN QYZGKG. (rus.).

9. Zmeev M.V. Determination of the floor thickness of cross-glued boards on example of CLT-plates Binderholz (Austria). *Engineering journal of Don*. 2020; 11(71):252-258. EDN YUSGJI. (rus.).

10. Shchelokova T.N. Modern trends in improving the properties of wood and wooden building structures. *Bulletin of Belgorod State Technological University Named After V.G. Shukhov*. 2018; 6:39-45. DOI: 10.12737/article_5b115a65781d87.13857188. EDN XTRGIP. (rus.).

11. Karacabeyli E., Gagnon S., Pîrvu C. *Canadian CLT handbook: cross-laminated timber*. Québec, FPInnovations, 2019; 812.

12. Nakajima S., Sakabe Y., Kimoto S., Ohashi Y. Deterioration of CLT under Humid and Dry Cyclic Climate. *XV International Conference on Durability of Building Materials and Components*. 2020. DOI: 10.23967/dbmc.2020.030

13. Schmidt E., Riggio M. Monitoring moisture performance of cross-laminated timber building elements during construction. *Buildings*. 2019; 9(6):144. DOI: 10.3390/buildings9060144

14. Riggio M., Schmidt E., Mustapha G. Moisture monitoring data of mass timber elements during prolonged construction exposure: The case of the forest science complex (Peavy Hall) at Oregon State University. *Frontiers in Built Environment*. 2019; 5. DOI: 10.3389/fbuil.2019.00098
15. Schmidt E., Riggio M., Laleicke P.F., Barbosa A.R., van den Wymelenberg K. How monitoring CLT buildings can remove market barriers and support designers in North America: an introduction to preliminary environmental studies. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*. 2018; 7:41-48.
16. Malo K.A., Abrahamsen R.B., Bjertnæs M.A. Some structural design issues of the 14-storey timber framed building “Treet” in Norway. *Europe Journal of Wood and Wood Production*. 2016; 74(3):407-424. DOI: 10.1007/s00107-016-1022-5
17. Chapman J., Reynolds T., Harris R. A 30 level cross laminated timber building system and analysis of the eurocode dynamic wind loads. *World Conference on Timber Engineering*. 2012; 49-57.
18. Van De Kuilen J.W.G., Ceccotti A., Xia Z., He M. Very tall wooden buildings with cross laminated timber. *Procedia Engineering*. 2011; 14:1621-1628. DOI: 10.1016/j.proeng.2011.07.204
19. Murray S., Grantham K., Damle S.B. Development of a generic risk matrix to manage project risks. *Journal of Industrial and Systems Engineering*. 2011; 5:35-51.
20. Khumpaisai S., Chen Z. Risk assessment in real estate development: an application of analytic network process. *Journal of Architectural/Planning Research and Studies (JARS)*. 2018; 7(1):103-118. DOI: 10.56261/jars.v7i1.168916

Received September 26, 2023.

Adopted in revised form on October 26, 2023.

Approved for publication on October 28, 2023.

BIONOTES: **Alexandra S. Dvortsova** — master’s student; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ashasuy@yandex.ru;

Andrey Yu. Ushakov — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Metal and Wood Structures; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 670325; 903714@mail.ru.

Contribution of the authors:

Alexandra S. Dvortsova — collection and processing of material, conducting research, writing the text of the article.

Andrey Yu. Ushakov — scientific guidance, research concept, development of methodology, writing of the source text.

The authors declare that there is no conflict of interest.

Анализ средств группировки элементов для разработки ТИМ-модулей в Renga

Ангелина Олеговна Рыбакова, Софья Артемовна Жукова

*Национальный исследовательский Московский государственный строительный
университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия*

АННОТАЦИЯ

Введение. Программный комплекс (ПК) технологий информационного моделирования (ТИМ) Renga на сегодняшний день набирает популярность среди различных пользователей в области проектирования объектов строительства. Как и любой программный продукт, Renga имеет свои достоинства, недостатки и перспективные направления для развития. Одновременно в России распространяется концепция модульного проектирования и строительства, для реализации которой необходим определенный функционал информационного моделирования. Следовательно, целесообразно изучение функциональных возможностей российского ПК информационного моделирования Renga в рамках задач модульного проектирования. Цель исследования — анализ средств сборки и объединения примитивов информационной модели (ИМ) для создания модулей в Renga; задачи — определение критериев сравнения программных комплексов, разработка ТИМ-модуля на основе имеющегося функционала и анализ практических возможностей и функционала Renga.

Материалы и методы. Реализация исследования основана на методе синтеза проектных процессов и их автоматизации, а также анализе российского и зарубежного опыта в области модульного проектирования. Рассматривается процесс разработки ТИМ-модуля в рамках программных возможностей программы Renga.

Результаты. Приведен сравнительный анализ программных возможностей ПК информационного моделирования Renga для разработки ТИМ-модуля и его дальнейшего внедрения в комплексную ИМ объекта. Для осуществления анализа были определены базовые функции модульного проектирования зарубежных программных средств информационного моделирования. Показано практическое использование инструментария Renga для разработки и применения ТИМ-модулей.

Выводы. Представленный анализ средств группировки элементов для разработки ТИМ-модулей в Renga демонстрирует имеющиеся инструменты для решения задач модульного проектирования, особенности их реализации, сложности функционирования, а также показывает отсутствие определенных инструментов для наиболее полноценной работы. По результатам непосредственной разработки ТИМ-модулей в Renga представлены особенности проектирования в рамках модульности, а также сформулированы базовые недостатки и направления для дальнейшего развития и повышения эффективности модульного проектирования.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: технологии информационного моделирования, модульное проектирование, префабрикация, управление жизненным циклом объекта капитального строительства, Renga

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Рыбакова А.О., Жукова С.А. Анализ средств группировки элементов для разработки ТИМ-модулей в Renga // Строительство: наука и образование. 2023. Т. 13. Вып. 4. Ст. 6. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.6

Автор, ответственный за переписку: Ангелина Олеговна Рыбакова, angelinaribakova@yandex.ru.

Analysing element grouping tools for Renga BIM modules development

Angelina O. Rybakova, Sofya A. Zhukova

*Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU);
Moscow, Russian Federation*

ABSTRACT

Introduction. The software complex of building information modelling (BIM) Renga today is gaining popularity among various users in the field of design of construction objects. As any software product, Renga has its advantages, disadvantages and perspective directions for development. At the same time in Russia the concept of modular design and construction is spreading, for the implementation of which a certain functionality of information modelling is necessary. Consequently, it is expedient to study the functionality of the Russian software complex of information modelling Renga within the framework of modular design tasks. The purpose of this paper is to analyze the means of assembling and combining primitives

of the information model to create modules in Renga, and the tasks are: to determine the criteria for comparing software complexes, to develop a BIM-module based on the available functionality and to analyze the practical capabilities and functionality of Renga.

Materials and methods. The implementation of this research is based on the method of synthesis of design processes and their automation, as well as the analysis of Russian and foreign experience in the field of modular design. At the same time, the process of BIM-module development within the framework of programme capabilities of the Renga programme is considered.

Results. The result presents a comparative analysis of the software capabilities of the Renga information modelling software package for the development of the BIM-module and its further implementation in the complex information model of the object. To carry out the analysis the basic functions of module design of foreign software tools of information modelling were determined. The author has carried out practical use of Renga toolkit for development and use of BIM-modules.

Conclusions. The presented analysis of means of grouping elements for the development of BIM-modules in Renga demonstrates the available tools for solving the problems of modular design, the peculiarities of their implementation, the complexity of functioning and shows the lack of certain tools for the most complete work. Simultaneously by results of direct development of BIM-modules in Renga, the peculiarities of design within the framework of modularity are presented, basic drawbacks and directions for further development and increase of efficiency of modular design are formulated.

KEYWORDS: Building information modelling, modular design, prefabrication, capital construction object life cycle management, Renga

FOR CITATION: Rybakova A.O., Zhukova S.A. Analysing element grouping tools for Renga BIM modules development. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2023; 13(4):6. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.6

Corresponding author: Angelina O. Rybakova, angelinaribakova@yandex.ru.

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время строительная отрасль поднимается на новый уровень развития благодаря внедрению в рабочий процесс технологий информационного моделирования (ТИМ). С их помощью упрощены многие задачи реализации проекта, например совместная работа отдельных разделов проекта и последующее сопровождение объекта на всех этапах жизненного цикла [1, 2].

Зарубежные компании предоставили российскому рынку множество программ автоматизированного проектирования, в числе которых AutoCAD и Revit. Однако благодаря разработкам российской компании «АСКОН» для проектирования зданий и сооружений был создан сильный конкурент иностранным продуктам, а именно программа Software Renga. Данная программа имеет большой удобный функционал и понятный интерфейс, вся создаваемая документация соответствует российской нормативной базе [1, 3, 4].

В современном мире многие проекты зданий, офисов и других строительных проектов основываются на повторяющихся, простых или сложных, элементах. Это могут быть не только детали дизайна интерьера и экстерьера, но и целые кварталы, объединяющиеся в красивую развитую инфраструктуру [5, 6], что в итоге представляет собой направление проектирования — модульное проектирование. Следовательно, стоит обратить внимание на такой функционал, как группировка объектов в единую систему элементов — аналог блока [7].

Таким образом, целесообразно изучение функциональных возможностей российского программного комплекса (ПК) информационного моделирования Renga в рамках задач модульного проектирования. Для этого необходимо выполнить анализ средств сборки и объединения примитивов информационной модели (ИМ) для создания моду-

лей в Renga, а также выполнить разработку ТИМ-модуля на основе имеющегося функционала. В результате будет представлен сравнительный анализ программных возможностей ПК информационного моделирования Renga для разработки ТИМ-модуля и его дальнейшего внедрения в комплексную ИМ объекта.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Критерии и объекты сравнения

Функционал модульного проектирования в Renga целесообразно проанализировать с точки зрения имеющегося функционала у зарубежных аналогов¹. Критерии сравнения предлагается рассмотреть в двух направлениях: уровня функциональных возможностей (потенциал инструментария) и особенностей интерфейса. Характеристики критериев должны охватывать способы объединения элементов, типы элементов, тип и последствия корректировки, автоматизацию, распределение, копирование, импорт и экспорт [8–10].

Определены следующие критерии для выполнения сравнительного анализа модульного проектирования в рамках функционала Renga [11, 12]:

1. Количество инструментов группировки.
2. Универсальность элементов для группировки.
3. Способ корректировки.
4. Извлечение элемента.
5. Автоматизация изменений.
6. Внедрение элементов в блок.
7. Способы размножения блоков.

¹ Борисов М.П., Вавин А.А., Уткина В.Н. Современные автоматизированные системы REVIT и Renga для информационного моделирования зданий // Огнев-online. 2020. № 3. URL: <https://journal.mrsu.ru/arts/sovremennye-avtomatizirovannye-sistemy-revit-i-renga-dlya-informacionnogo-modelirovaniya-zdaniy>

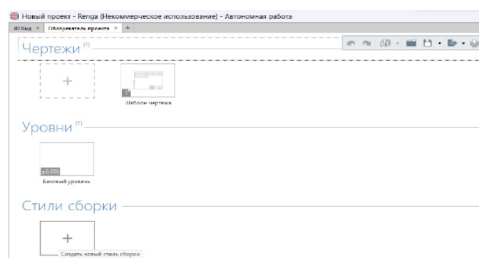


Рис. 1. Обзорщик проекта

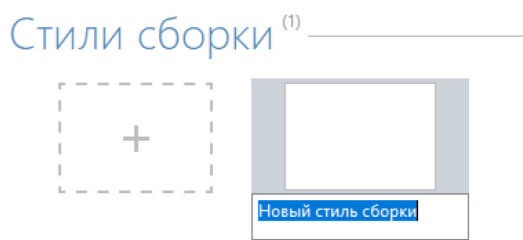


Рис. 2. Слой «Стиль сборки»

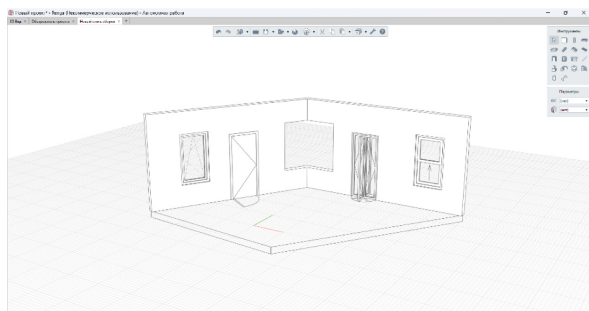


Рис. 3. Пример группы элементов для сборки

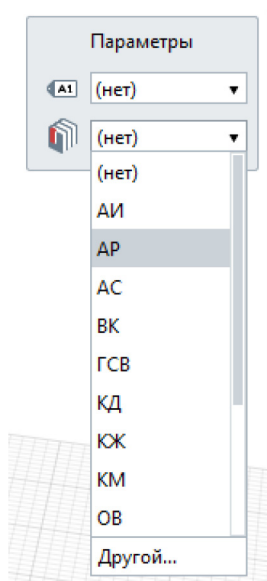


Рис. 4. Параметры «Сборки»

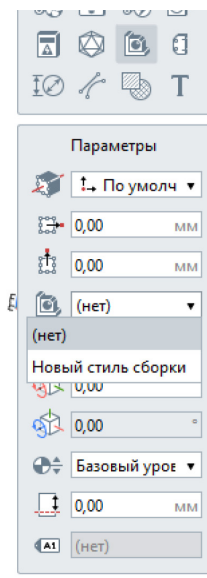


Рис. 5. Выбор «Стиля сборки»

8. Возможность создания дочерних блоков.
9. Возможность создания аналогов.
10. Возможность импорта и экспорта блоков.
11. Возможность внедрения блоков (разборки).
12. Использование блоков в скриптах визуального программирования.
13. Сложность интерфейса.
14. Параметры и свойства блока.
15. Удобство работы с корректировкой блока.

В процессе создания и работы с блоком будут определены результаты возможностей по каждому критерию, что позволит оценить уровень функциональных возможностей рассматриваемого ПК.

Выбор представленных выше критериев обоснован ключевыми задачами модульного проектирования, функциональными возможностями программных средств информационного моделирования, ориентированных на разработку модулей, а также особенностями интерфейса Renga. Оценка соответствия по критерию определяется возможностью, частичной возможностью или невозможностью решения соответствующей задачи [1, 5–7]. В результате оценки будет сделан вывод об эффективности средств группировки элементов для разработки ТИМ-модулей в Renga.

Реализация разработки ТИМ-модуля в Renga

В Renga реализована возможность группирования элементов в так называемую «сборку»², которую впоследствии можно неоднократно вставлять в проект. Также для более удобного использования разработчики сделали возможным после помещения сборки в проект ее «разрушить», т.е. группа разобьется на отдельные компоненты, из которых была создана [13, 14].

² Сборки. URL: <https://help.rengabim.com/ru/index.htm#assembly.htm>

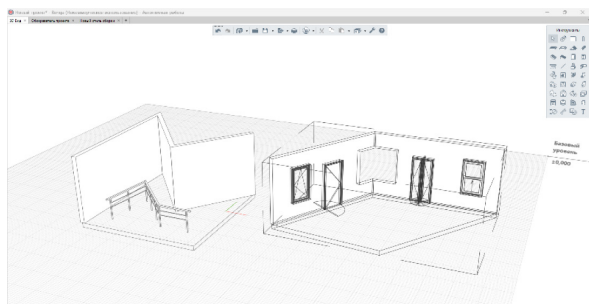


Рис. 6. Вид сборки после добавления ее в проект

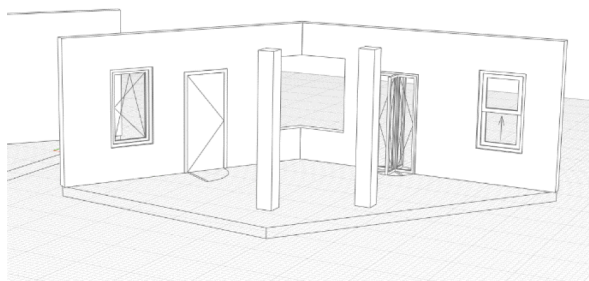


Рис. 7. Редактирование сборки

Реализация создания сборки представлена в отдельном слое под названием «Стиль сборки». Для этого с главного окна проекта нужно перейти в общее меню «Обозреватель проекта» (рис. 1). Далее нажать «Создать новый стиль сборки» и в диалоговом окне ввести имя группы (рис. 2).

После этого в слое трехмерного пространства, как при создании нового проекта, создается необходимая группа элементов (рис. 3).

Также здесь можно задать параметры, такие как «Марка» и «Раздел». Затем перейти в слой с проектом, например в «3D-вид» (рис. 4). В панели «Инструменты» выбирается значок «Сборка» и в контекстном меню определяется созданный стиль сборки (рис. 5).

На данный момент сборка в проекте выделяется как один единый элемент (рис. 6). При необходимости отредактировать сборку в слое «Стиль сборки» все изменения будут отображаться на ранее поставленной в проект группе (рис. 7).

В случае, если проект состоит из идентичных сборок, отличающихся только некоторыми деталями, можно воспользоваться функцией «Разрушить сборку», тем самым группа распадется на отдельные элементы, которые можно редактировать, удалять, а также добавлять и т.д. (рис. 8). У каждого элемента теперь видны опорные точки, а также при наведении на сборку выделяется только интересующий объект (рис. 9).

Ниже приведен скриншот с редактированием сборки в проекте с удалением компонентов изначальной группировки (рис. 10).

Однако после разрушения сборки нет возможности вновь соединить элементы, также если сборку отредактировать в слое «Стиль сборки», то на разрушенной группе изменения не будут отображаться.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

По итогам разработки экспериментального ТИМ-блока в ПК Renga, а также по результатам анализа представленных критериев можно сделать вывод о том, что в пределах рассмотренной программы возможно выполнять построение блока и базовые манипуляции [15, 16]. В рамках соответствия функционала Renga критериям формируются следующие результаты анализа (табл. 1).

Одновременно с представленными критериями оценки в процессе разработки блока были дополнительно определены преимущества и недостатки данного подхода моделирования (табл. 2) [17].

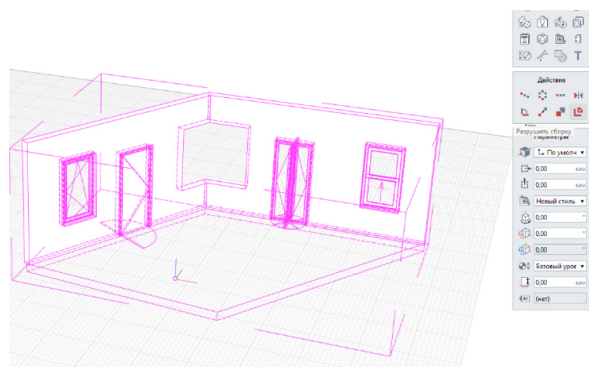


Рис. 8. Функция «Разрушить сборку»

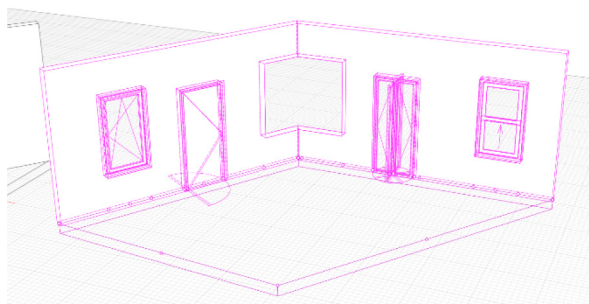


Рис. 9. Результат разрушения сборки

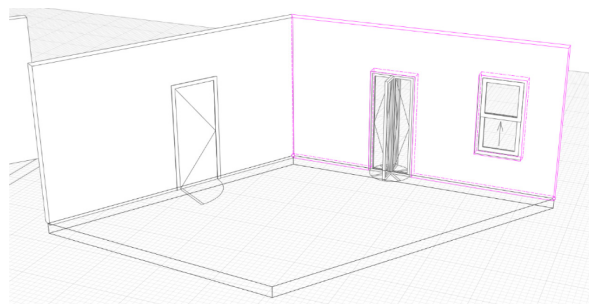


Рис. 10. Итог редактирования разрушенной сборки

Табл. 1. Анализ средств группировки Renga

Критерий	Результат
Количество инструментов группировки	Один инструмент «Сборка»
Универсальность элементов для группировки	Любые элементы можно группировать, кроме примитивов армирования
Способ корректировки	Редактирование в специальном меню «Сборка»
Извлечение элемента	Путем разрушения блока (команда «Разрушить сборку»)
Автоматизация изменений	При изменении одного блока автоматически меняются все блоки
Внедрение элементов в блок	Путем разрушения блока (команда «Разрушить сборку»)
Способы размножения блоков	Копирование, вставка (возможно множественное копирование без использования массивов)
Возможность создания дочерних блоков	Нет возможности
Возможность создания аналогов	Прямой возможности нет, только с помощью разрушения блока (команда «Разрушить сборку»)
Возможность импорта и экспорта блоков	Нет возможности, только блоки внутри проекта
Возможность внедрения блоков (разборки)	Путем разрушения блока (команда «Разрушить сборку»)
Использование блоков в скриптах визуального программирования	Ввиду отсутствия инструмента визуального программирования в Renga блок использовать нельзя. При условии IFC-экспорта возможно использование блока в скриптах другого ПК
Сложность интерфейса	Сложность интерфейса «Сборки» соответствует общему уровню сложности интерфейса Renga
Параметры и свойства блока	Параметры «Сборки» (принадлежность к разделу проектной документации) и выбор «Стиля сборки» (количественные параметры)
Работа с корректировкой блока	Работа выполняется в специальном режиме редактирования «Сборки» с включением дополнительных функций и подсветкой элементов блока

Табл. 2. Анализ инструментов группировки в Renga

Достоинства	Недостатки
Созданную сборку можно разрушить в проекте, сохраняя целостность элементов, из которых группа была создана	Нет возможности после разрушения сборки вновь сгруппировать новые элементы
Параметры для сборки аналогичны параметрам для основных элементов в проекте	Нет возможности отредактировать только определенную сборку, не разрушая ее или не редактируя все находящиеся в проекте группы
Сборки имеют свой раздел и маркировку, можно вносить туда общую информацию	Нельзя отредактировать информацию о сборке (раздел и марка) в проекте, только в слое «Стиль сборки»
Сборка, поставленная в проект, при изменении/редактировании группы в слое «Стиль сборки» также примет эти изменения	Большинство элементов модели в самом проекте (стены, перекрытия, крыши, лестницы и т.п.) могут быть включены в сборку. За исключением «Стили армирования»

Несмотря на то что данный функционал программы имеет и плюсы, и минусы, Renga находится на стадии развития и улучшения своего функционала, следовательно, усовершенствование программы не заставит себя ждать. Развитие функционала группировки для Renga является перспективным направлением для разработки и прогрессирования данного ПК [18, 19].

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Итоги данного исследования теоретически и практически значимы для деятельности в области модульного строительства и информационного моделирования. Функционал рассмотренного ПК имеет плюсы и минусы. Поскольку Renga на сегодняшний день находится на стадии развития и улучшения своего инструментария, следовательно, усо-

вершенствование программы будет происходить в ближайшее время.

В результате исследования определены ключевые функциональные возможности Renga в рамках модульного проектирования, сформулированы достоинства и недостатки, перспективы развития и направления для усовершенствования. Также выделены инструментальные пробелы относительно зарубежных ПК информационного моделирования. Таким образом, необходимо работать над формированием как теоретических основ для проектирова-

ния на основе модульных элементов, так и над разработкой более адаптированного для модульности функционала программы Renga.

Перспективным направлением на основе данного исследования является развитие функционала сборки группировки Renga для развития этого ПК практической базы модульного проектирования. Также следует разработать методику с целью наиболее эффективной работы по моделированию ТИМ-блоков в Renga и для автоматизации формирования комплексной информационной модели.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. *Паришина С.В., Низина Т.А.* BIM-комплекс Renga — российский программный продукт // Основы экономики, управления и права. 2019. № 1 (19). С. 53–56. DOI: 10.51608/23058641_2019_1_53. EDN GHXWQS.

2. *Дорожкина Е.А.* Аналитический обзор применения программного обеспечения информационного моделирования для разработки проектной документации // Инновации и инвестиции. 2023. № 2. С. 171–174. EDN PNBVYN.

3. *Субботин Д.В.* Концепция внедрения информационно-строительного моделирования объектов в деятельность отечественных компаний // Индустриальная экономика. 2023. № 1. С. 109–116. DOI: 10.47576/2712-7559_2023_1_109. EDN FMCHJD.

4. *Аминов Р.Р.* Нормативное регулирование BIM-технологий, прохождение госэкспертизы // Инженерный вестник Дона. 2021. № 2 (74). С. 20–28. EDN AMDCIV.

5. *Гвоздицкий М.А., Огороднова Ю.В., Лейтес Д.С.* Принципы построения среды общих данных информационной модели строительного объекта в облачном сервисе // Архитектура, строительство, транспорт. 2022. № 3. С. 74–81. DOI: 10.31660/2782-232X-2022-3-74-81. EDN TFXSIT.

6. *Rybakova A.* Development of an integrated information model based on standard modular elements of the maximum readiness basis // Building Life-cycle Management. Information Systems and Technologies. 2022. Pp. 211–219. DOI: 10.1007/978-3-030-96206-7_22

7. *Клевцова К.С.* Инновационное модульное строительство // Молодой ученый. 2017. № 3 (137). С. 103–105. EDN XQZDIT.

8. *Yin X., Liu H., Chen Y., Al-Hussein M.* Building information modelling for off-site construction: Review and future directions // Automation in Construction. 2019. Vol. 101. Pp. 72–91. DOI: 10.1016/j.autcon.2019.01.010

9. *Sabet P.G.P., Chong H.Y.* Interactions between building information modelling and off-site manufacturing for productivity improvement // International Jour-

nal of Managing Projects in Business. 2019. Vol. 13. Issue 2. Pp. 233–255. DOI: 10.1108/IJMPB-08-2018-0168

10. *Farmer M.* The farmer instruction labor model // Construction Leadership Council. 2016.

11. *Чибирикова Д.А., Атаев Б.С., Мельникова О.Г.* Модульное проектирование и конструирование многоквартирных домов с использованием готовых компонентов // Актуальные проблемы и перспективы развития строительного комплекса : сб. тр. Междунар. науч.-практ. конф. 2020. С. 82–86. EDN DSLYML.

12. *Kasperzyk C., Kim M., Brilakis I.* Automated re-prefabrication system for buildings using robotics // Automation in Construction. 2017. Vol. 83. Pp. 184–195. DOI: 10.1016/J.AUTCON.2017.08.002

13. *Климанов С.Г., Громов В.Н.* Системный подход к проблеме проектирования и строительства быстровозводимых сооружений для обустройства войск в районах Арктики // Актуальные проблемы военно-научных исследований. 2021. № 1 (13). С. 319–335. EDN ZREDMP.

14. *Зеленцов Л.Б., Шогенов М.С., Пирко Д.В.* Проблемы интеграции проектирования и строительства на основе цифровых технологий // Сб. Строительство и архитектура — 2020. Факультет промышленного и гражданского строительства. 2020. С. 291–292. EDN NXXKOL.

15. *Shick Alshabab M., Petrichenko M., Vysotskiy A., Khalil T.* BIM-based quantity takeoff in Autodesk Revit and Navisworks manage // Proceedings of ECE 2019. 2020. Pp. 413–421. DOI: 10.1007/978-3-030-42351-3_36. EDN JTTBIE.

16. *Кривошейцева Е.А., Корницкая М.Н.* 4D-моделирование зданий с использованием Autodesk Navisworks // Ползуновский альманах. 2022. № 1. С. 94–96. EDN HLQWZG.

17. *Rybakova A., Kagan P.* Application of building information modeling in data center design // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2020. Vol. 869. Issue 2. P. 022006. DOI: 10.1088/1757-899X/869/2/022006

18. Ansah M.K., Chen X., Yang H., Lu L., Lam P.T.I. Developing an automated BIM-based life cycle assessment approach for modularly designed high-rise buildings // *Environmental Impact Assessment Review*. 2021. Vol. 90. P. 106618. DOI: 10.1016/J.EIAR.2021.106618

19. Lobo J.D.C., Lei Z., Liu H., Li H.X., Han S.H. Building Information Modelling- (BIM-) Based Generative Design for Drywall Installation Planning in Prefabricated Construction // *Advances in Civil Engineering*. 2021. Vol. 2021. Pp. 1–16. DOI: 10.1155/2021/6638236

Поступила в редакцию 2 августа 2023 г.

Принята в доработанном виде 23 октября 2023 г.

Одобрена для публикации 24 октября 2023 г.

О Б А В Т О Р А Х: **Ангелина Олеговна Рыбакова** — старший преподаватель, аспирант кафедры информационных систем, технологий и автоматизации в строительстве; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ);** 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; angelinaribakova@yandex.ru;

Софья Артемовна Жукова — студентка; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ);** 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; zhuckova.sofa2002@yandex.ru.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

INTRODUCTION

Currently, the construction industry is rising to a new level of development due to the introduction of building information modelling (BIM) into the workflow. With their help, many tasks of project implementation were simplified, for example, joint work of individual project sections and subsequent support of the object at all stages of the life cycle of the construction object [1, 2].

Foreign companies provided the Russian market with many computer-aided design programmes, including AutoCAD and Revit. However, thanks to the developments of the Russian company ASCON, a strong competitor to foreign products was created for designing buildings and structures, namely Software Renga. It is worth noting that this programme has a large convenient functionality and clear interface, as well as all the created documentation complies with the Russian regulatory framework [1, 3, 4].

In today's world, many building, office and other construction projects are based on repetitive, simple or complex elements. These can be not only details of interior and exterior design, but also whole neighbourhoods uniting into a beautiful developed infrastructure [5, 6]. That represents a whole direction of design — modular design. Consequently, it is worth paying attention to such functionality as grouping objects into a single system of elements — the analogue of a block [7].

Thus, it is expedient to study the functionality of the Russian software complex of information modelling Renga within the framework of modular design tasks. For this purpose, it is necessary to analyze the means of assembling and combining primitives of the information model to create modules in

RENGA and to perform the development of the BIM-module on the basis of the available functionality. As a result, a comparative analysis of software capabilities of the information modelling software complex Renga for the development of the BIM-module and its further implementation in the complex information model of the object will be presented.

MATERIALS AND METHODS

Criteria and objects of comparison

It is reasonable to analyze the functionality of modular design in Renga from the point of view of the available functionality of foreign analogues¹. It is suggested to consider the comparison criteria from two directions: the level of functionality (toolkit potential) and interface features. The characteristics of the criteria should cover the ways of combining elements, types of elements, type and consequences of adjustment, automation, distribution, copying, import and export [8–10].

Thus, the following criteria were defined to perform a comparative analysis of modular design within the Renga functionality [11, 12]:

1. Number of grouping tools.
2. Versatility of elements for grouping.
3. Method of adjustment.
4. Retrieval of an element.
5. Automating change.
6. Implementation of elements in the block.
7. Methods of block reproduction.

¹ Borisov M.P., Vavin A.A., Utkina V.N. Modern automated systems REVIT and Renga for building information modeling. Ogarev-online. 2020; 3. URL: <https://journal.mrsu.ru/arts/sovremennye-avtomatizirovannye-sistemy-revit-i-renga-dlya-informacionnogo-modelirovaniya-zdanij>

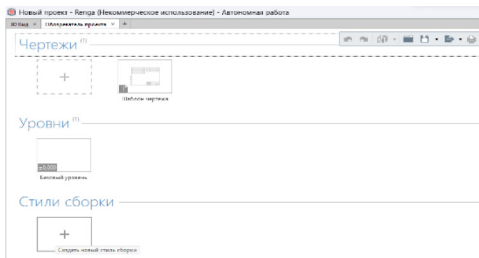


Fig. 1. Project browser

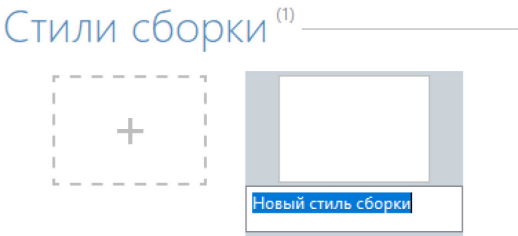


Fig. 2. “Assembly Style” layer

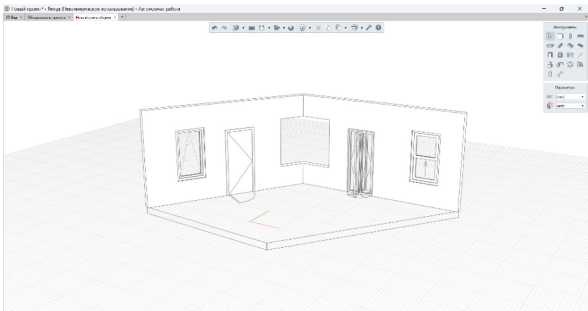


Fig. 3. Example of a group of elements for assembly

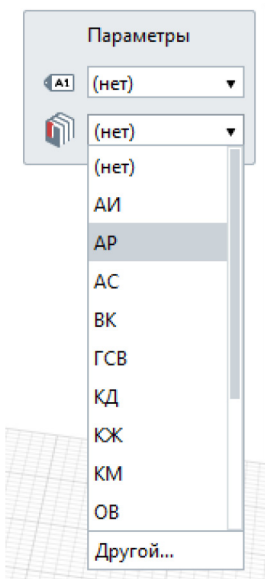


Fig. 4. Assembly parameters

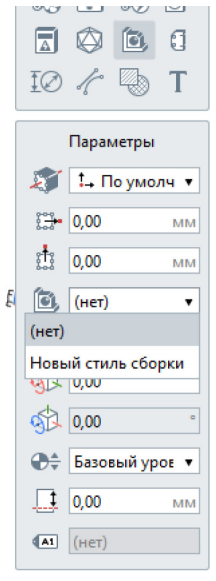


Fig. 5. Selecting the “Assembly Style”

8. Ability to create child blocks.
9. The possibility of creating analogues.
10. Ability to import and export blocks.
11. Ability to implement blocks (disassembly).
12. The use of blocks in visual programming scripts.
13. Interface complexity.
14. Parameters and properties of the block.
15. Easy to work with block adjustments.

In the process of creating and working with the block, the results of capabilities for each criterion will be determined, which will make it possible to assess the level of functionality of the software complex under consideration.

The choice of the above criteria is justified by the key tasks of modular design, functional capabilities of information modelling software tools focused on module development, and the features of the Renga interface. The assessment of compliance with the criterion is determined by the possibility, partial possibility or impossibility of solving the corresponding task [1, 5–7]. As a result of the assessment, a conclusion will be made about the effectiveness of element grouping tools for the development of BIM modules in Renga.

Implementing the development of a BIM module in Renga

In Renga it is possible to group elements into a so-called “assembly”², which can be inserted into the project repeatedly. Also, for more convenient use, the developers have made it possible to “destroy” the assembly after placing it into the project, i.e. the group will be split into separate components from which it was created [13, 14].

² Assemblies. URL: <https://help.rengabim.com/ru/index.htm#assembly.htm>

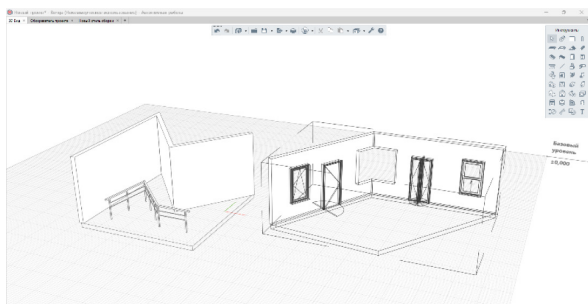


Fig. 6. View of the assembly after adding it to the project

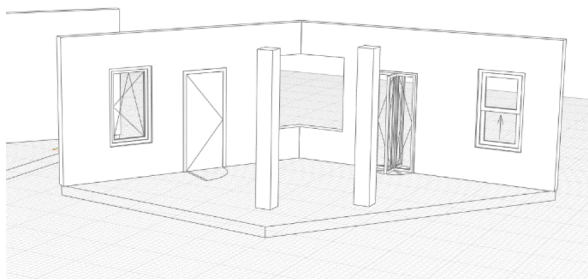


Fig. 7. Editing the assembly

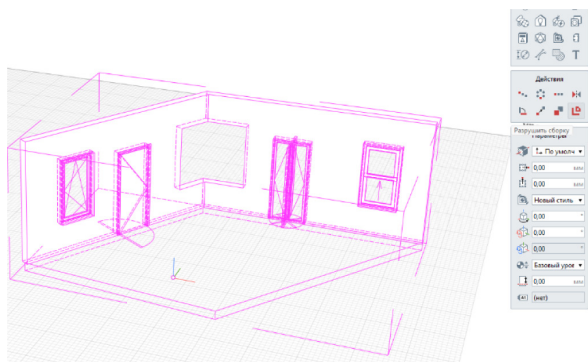


Fig. 8. Function “Destroy assembly”

The implementation of assembly creation is presented in a separate layer called “Assembly style”. To do this, from the main project window go to the general menu — “Project browser” (Fig. 1). Then click on “Create new assembly style” and in the dialogue box enter the name of the group. (Fig. 2).

After that, the necessary group of elements is created in the layer of three-dimensional space, as when creating a new project (Fig. 3).

Here you can also set parameters such as “Brand” and “Section”. Then go to the layer with the project, for example, to “3D view” (Fig. 4). In the “Tools” panel select the Build icon and in the context menu define the created build style (Fig. 5).

At this point, the assembly in the project is distinguished as one single element (Fig. 6). If you need to edit the assembly in the “Assembly Style” layer, all

changes will be displayed on the previously supplied group in the project (Fig. 7).

If the project consists of identical assemblies that differ only in some details, you can use the “Destroy assembly” function, thus breaking the group into separate elements that can be edited, deleted, added and so on (Fig. 8). Afterwards, each element now has visible reference points, and when hovering over the assembly, only the object of interest is highlighted (Fig. 9).

Below there is a screenshot of editing the assembly in the project with deleting the components of the original grouping (Fig. 10).

However, once the assembly is destroyed, there is no way to reconnect the elements, and if the assembly is edited in the Assembly Style layer, the changes will not be reflected on the destroyed group.

RESEARCH RESULTS

Based on the results of the development of the experimental BIM-block in the Renga software package, as well as on the results of the analysis within the presented criteria, we can conclude that it is possible to build the block and perform basic manipulations within the framework of the considered programme [15, 16]. Within the framework of compliance of the Renga functionality with the criteria, the following results of the analysis are formed (Table 1).

Simultaneously with the presented evaluation criteria, the following advantages and disadvantages of this modelling approach were additionally identified during the unit development process (Table 2) [17].

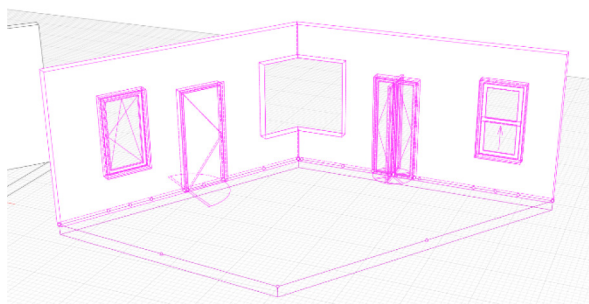


Fig. 9. Failure result of the assembly

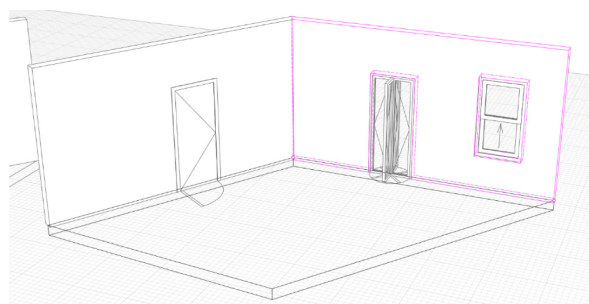


Fig. 10. The result of editing a destroyed assembly

Table 1. Analysis of Renga grouping tools

Criterion	Result
Number of grouping tools	One “Assembly” tool
Versatility of elements for grouping	Any elements can be grouped except reinforcement primitives
Adjustment method	Edits in the special “Build” menu
Element extraction	By destroying the assembly (command “Destroy assembly”)
Automating changes	When one block is changed, all blocks are automatically changed
Introduction of elements into the block	By destroying the assembly (command “Destroy assembly”)
Ways to reproduce blocks	Copy, paste (multiple copying is possible without using arrays)
Possibility to create child blocks	There’s no possibility
Ability to create analogues	There is no direct possibility, only by destroying the block (command “Destroy assembly”)
Ability to import and export blocks	No possibility, only blocks within the project
Ability to implement blocks (disassembly)	By destroying the assembly (command “Destroy assembly”)
Using blocks in visual programming scripts	Due to the absence of a visual programming tool in Renga, the block cannot be used. On condition of IFC-export it is possible to use the block in scripts of another software system
Complexity of the interface	The complexity of the “Assemblies” interface corresponds to the general level of complexity of the Renga interface
Parameters and properties of the block	“Assembly” parameters (belonging to a section of the project documentation) and selection of “Assembly style” (quantitative parameters)
Working with block adjustment	The work is performed in a special editing mode “Assemblies” with the inclusion of additional functions and highlighting of block elements

Despite the fact that this functionality of the programme has both pros and cons, Renga is at the stage of development and improvement of its functionality, therefore, the improvement of the programme will not be long in coming. The development of grouping functionality for Renga is a promising direction for the development and progress of this software package [18, 19].

CONCLUSION AND DISCUSSION

The results of this study are theoretically and practically significant for activities in the field of modular construction and information modelling. The functionality of this software package has both pros and cons, as Renga is currently at the stage of development and

improvement of its toolkit, therefore, the improvement of the programme will take place in the near future.

As a result of this study, the key functionalities of Renga within the framework of modular design are identified, advantages and disadvantages, development prospects and areas for improvement are formulated. Also the instrumental gaps in relation to foreign software complexes of information modelling are highlighted. Thus, it is necessary to work on researches on formation of both theoretical bases for designing on the basis of modular elements, and on development of more adapted for modularity functionality of Renga programme.

A promising direction on the basis of this research is the development of the Renga assembly-grouping functionality both for the development of this software package and for the development of the practical

Table 2. Analysis of grouping tools in Renga

Advantages	Disadvantages
The created assembly can be destroyed in the project, preserving the integrity of the elements from which the group was created	It is not possible to immediately group new elements again after destroying an assembly
The parameters for assembly are similar to those for the main elements in the project	There is no way to edit only a specific assembly without destroying it or editing all the groups in the project
Assemblies have their own section and labelling, you can enter general information there	You cannot edit the assembly information (section and make) in the project, only in the “Assembly Style” layer
An assembly delivered to a project, when you change/edit a group in the “Assembly Style” layer, will also accept those changes	Most of the model elements in the project itself (walls, floors, roofs, stairs, etc.) can be included in the assembly. With the exception of “Reinforcement styles”

base of modular design. It is also necessary to develop a methodology for the most effective work on model-

ling BIM-blocks in Renga and for automating the formation of a complex information model.

REFERENCES

1. Parshina S.V., Nizina T.A. BIM-complex Renga — Russian software product. *Economy, Governance and Law Basis*. 2019; 1(19):53-56. DOI: 10.51608/23058641_2019_1_53. EDN GHXWQS. (rus.).
2. Dorozhkina E.A. Organization of modern living space taking into account the needs of self-isolation in the aspect of eco-recreation. *Innovations and Investments*. 2023; 2:171-174. EDN PNBVYN. (rus.).
3. Subbotin D.V. The concept of the implementation of information and construction modeling projects in the activities of domestic companies. *Industrial Economics*. 2023; 1:109-116. DOI: 10.47576/2712-7559_2023_1_109. EDN FMCHJD. (rus.).
4. Aminov R.R. Normative regulation of BIM technologies, passing the state expertise. *Engineering journal of Don*. 2021; 2(74):20-28. EDN AMDCIV. (rus.).
5. Gvozditsky M.A., Ogorodnova Yu.V., Leytes D.S. Principles of creation a common data environment of an information model of building object in a cloud service. *Architecture, Construction, Transport*. 2022; 3:74-81. DOI: 10.31660/2782-232X-2022-3-74-81. EDN TFXSIT. (rus.).
6. Rybakova A. Development of an Integrated Information Model Based on Standard Modular Elements of the Maximum Readiness Basis. *Building Life-cycle Management. Information Systems and Technologies*. 2022; 211-219. DOI: 10.1007/978-3-030-96206-7_22
7. Klevtsova K.S. Innovative modular construction. *Young Scientist*. 2017; 3(137):103-105. EDN XQZDIT. (rus.).
8. Yin X., Liu H., Chen Y., Al-Hussein M. Building information modelling for off-site construction: Review and future directions. *Automation in Construction*. 2019; 101:72-91. DOI: 10.1016/j.autcon.2019.01.010
9. Sabet P.G.P., Chong H.Y. Interactions between building information modelling and off-site manufacturing for productivity improvement. *International Journal of Managing Projects in Business*. 2019; 13(2):233-255. DOI: 10.1108/IJMPB-08-2018-0168
10. Farmer M. The farmer instruction labor model. *Construction Leadership Council*. 2016.
11. Chibirikova D.A., Atayev B.S., Mel'nikova O.G. Modular design and construction of apartment buildings using ready-made components. *Actual problems and prospects of the construction complex development : Proceedings of the International Scientific and Practical Conference*. 2020; 82-86. EDN DSLYML. (rus.).
12. Kasperzyk C., Kim M., Brilakis I. Automated re-prefabrication system for buildings using robotics. *Automation in Construction*. 2017; 83:184-195. DOI: 10.1016/J.AUTCON.2017.08.002
13. Klimanov S.G., Gromov V.N. Timeliness of the topic is caused by the national defense tasks and the objective of the development of the northern borders of our motherland. *Actual Problems of Military Scientific Research*. 2021; 1(13):319-335. EDN ZREDMP. (rus.).
14. Zelentsov L.B., Shogenov M.S., Pirko D.V. Problems of integration of design and construction based on digital technologies. *Construction and Architecture — 2020. Faculty of Industrial and Civil Construction : International Scientific and Practical Conference*. 2020; 291-292. EDN NXXKOL. (rus.).
15. Shick Alshabab M., Petrichenko M., Vysotskiy A., Khalil T. BIM-based quantity takeoff in Autodesk Revit and Navisworks manage. *Proceedings of EECE 2019*. 2020; 413-421. DOI: 10.1007/978-3-030-42351-3_36. EDN JTTBIE.
16. Krivosheytsseva Ye.A., Kornitskaya M.N. 4D building modeling using Autodesk Navisworks. *Polzunovskiy almanac*. 2022; 1:94-96. EDN HLQWZG. (rus.).
17. Rybakova A., Kagan P. Application of Building Information Modeling in Data Center design. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2020; 869(2):022006. DOI: 10.1088/1757-899X/869/2/022006
18. Ansah M.K., Chen X., Yang H., Lu L., Lam P.T.I. Developing an automated BIM-based life cycle assessment approach for modularly designed high-rise buildings. *Environmental Impact Assessment Review*. 2021; 90:106618. DOI: 10.1016/J.EIAR.2021.106618
19. Lobo J.D.C., Lei Z., Liu H., Li H.X., Han S.H. Building Information Modelling- (BIM-) Based Generative Design for Drywall Installation Planning in Prefabricated Construction. *Advances in Civil Engineering*. 2021; 2021:1-16. DOI: 10.1155/2021/6638236

Received August 2, 2023.

Adopted in revised form on October 23, 2023.

Approved for publication on October 24, 2023.

B I O N O T E S : **Angelina O. Rybakova** — senior lecturer, postgraduate student of the Department of Information Systems, Technologies and Automation in Construction; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; angelinaribakova@yandex.ru;

Sofya A. Zhukova — student; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; zhukova.sofa2002@yandex.ru.

*Contribution of the authors: all authors have made an equivalent contribution to the preparation of the publication.
The authors declare that there is no conflict of interest.*

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 621.315.1:624.014

DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.7

Методика определения расчетных длин элементов перекрестной решетки стальных опор воздушных линий электропередачи

Антон Владимирович Танасогло, Игорь Михайлович Гаранжа,
Софья Романовна Федорова

*Национальный исследовательский Московский государственный строительный
университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия*

АННОТАЦИЯ

Введение. Суммарная мощность электрических станций и протяженность электрических сетей в Российской Федерации значительно увеличиваются с каждым десятилетием из-за постоянного промышленного развития городов и пригорода. Это требует вовлечения огромных материальных и трудовых ресурсов в сфере энергетического строительства, поэтому следует определить и реализовать все возможные пути снижения капиталоемкости электрических сетей высокого и сверхвысокого классов напряжения. Для целей практики, помимо решения собственно задачи устойчивости, необходимо определить сочетание внешних нагрузок (крутящего момента и продольной силы), определяющее наименьшее из возможных значение критического параметра.

Материалы и методы. Из-за различной длины отдельных раскосов опор и нарастания усилий в поясах к основанию степень податливости узлов линейному и угловому смещениям оказывается неодинаковой, отчего теряют устойчивость лишь некоторые раскосы. В статье рассмотрена башня квадратного сечения не с наклонными, а с параллельными поясами, в которой решетка и пояса имеют соответственно одинаковые сечения и на ее свободном конце действуют возрастающий крутящий момент и неизменная по величине продольная сила, приложенная относительно вертикальной оси опоры. Благодаря симметрии системы и внутренних усилий в момент потери устойчивости произойдет симметричная деформация теряющих устойчивость раскосов. Задача решалась, используя систему канонических уравнений метода перемещений в численно-аналитической постановке. Рассмотрено применение изложенной методики для определения расчетных длин раскосов решетки на примере нижней секции опоры 1П330-1.

Результаты. Исследуемый фрагмент опоры в плане конструктивного решения является пространственной стержневой стальной стойкой, узлы которой не совмещены в смежных гранях и состоящей из 12 панелей. Конструктивные элементы секции представляют собой стержни из одиночных уголков. Стык происходит посредством болтового соединения. Для раскосов каждой панели определены канонические коэффициенты и графически решено уравнение устойчивости, из которого найдены коэффициенты расчетной длины.

Выводы. Представленная численно-аналитическая методика позволяет определить коэффициенты расчетных длин элементов ствола башенной опоры в зависимости от продольного усилия и отношения погонных жесткостей пояса и раскоса. Полученные коэффициенты ориентировочно на 10–15 % ниже существующих в отечественных нормах. В результате выявлен резерв несущей способности опор, что указывает на возможность совершенствования методики решения задачи устойчивости элементов.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: воздушная линия электропередачи, стальная решетчатая опора, уравнение устойчивости, расчетная длина, продольное усилие

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Танасогло А.В., Гаранжа И.М., Федорова С.Р. Методика определения расчетных длин элементов перекрестной решетки стальных опор воздушных линий электропередачи // Строительство: наука и образование. 2023. Т. 13. Вып. 4. Ст. 7. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.7

Автор, ответственный за переписку: Игорь Михайлович Гаранжа, garigo@mail.ru

Methodology for determining the design lengths of cross-grid elements of steel supports of overhead transmission lines

Anton V. Tanasoglo, Igor M. Garanzha, Sofiya R. Fedorova
*Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU);
Moscow, Russian Federation*

ABSTRACT

Introduction. The total capacity of power plants and the length of power grids in the Russian Federation are significantly increasing every decade due to the constant industrial development of cities and suburbs. This requires the involvement

of huge material and labour resources in the sphere of power construction, so all possible ways to reduce the capital intensity of power grids of high and ultra-high voltage classes should be identified and implemented. For practical purposes, in addition to solving the stability problem itself, it is necessary to determine the combination of external loads (torque and longitudinal force) that predetermines the smallest possible value of the critical parameter.

Materials and methods. Due to the different lengths of the individual struts of the supports and the increasing forces in the girdles towards the base, the degree of pliability of the nodes to linear and angular displacements is not the same, so that only some struts lose stability. The paper considers a square-section tower with parallel rather than inclined girders, in which the lattice and girders have the same cross-sections, respectively, and an increasing torque and an unchanged longitudinal force applied with respect to the vertical axis of the support act on its free end. Due to the symmetry of the system and internal forces at the moment of loss of stability there will be a symmetric deformation of the struts losing stability. The problem was solved using the system of canonical equations of the displacement method in numerical and analytical formulation. The application of the described methodology for determining the design lengths of the grid struts is considered on the example of the lower section of the support 1P330-1.

Results. The considered fragment of the support in terms of structural solution is a spatial rod steel column, the nodes of which are not aligned in adjacent faces and consists of 12 panels. The structural elements of the section are bars made of single angles. The joints are bolted together. The canonical coefficients for the struts of each panel are determined and the stability equation is solved graphically, from which the design length coefficients are found.

Conclusions. The presented numerical and analytical method allows to determine the coefficients of design lengths of tower support shaft elements depending on the longitudinal force and the ratio of chord and strut stiffnesses. The obtained coefficients are approximately 10–15 % lower than the existing ones in the domestic standards. As a result, the reserve of bearing capacity of supports is revealed, which indicates the possibility of improving the methodology of solving the problem of stability of elements.

KEYWORDS: overhead power line, steel lattice support, stability equation, design length, longitudinal force

FOR CITATION: Tanasoglo A.V., Garanzha I.M., Fedorova S.R. Methodology for determining the design lengths of cross-grid elements of steel supports of overhead transmission lines. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2023; 13(4):7. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.7

Corresponding author: Igor M. Garanzha, garigo@mail.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Суммарная мощность электрических станций и протяженность электрических сетей в Российской Федерации значительно увеличиваются с каждым десятилетием из-за постоянного промышленного развития городов и пригорода. Это требует вовлечения огромных материальных и трудовых ресурсов в сфере энергетического строительства, поэтому следует определить и реализовать все возможные пути снижения капиталоёмкости электрических сетей высоко-го и сверхвысокого классов напряжения [1–3].

Для повышения эффективности воздушных линий электропередачи (ВЛ) имеются значительные возможности. Это прежде всего разработка методики расчета опор ВЛ на основе рассмотрения предельного равновесия конструкции, обеспечивающей равнопрочность системы, что позволяет облегчить ряд ее элементов, ранее имевших неоправданно большие коэффициенты запаса [4–7].

Для практических целей, помимо решения собственно задачи устойчивости, необходимо определить сочетание внешних нагрузок (крутящего момента и продольной силы), предопределяющее наименьшее из возможных значение критического параметра [8–11]. Важно учесть при этом эксцентричное приложение внутренних сил, связанное с односторонним прикреплением раскосов по одной полке к поясам при помощи болтов¹ [5, 6, 12–14].

Для достижения поставленной цели решены следующие задачи:

- предложена численно-аналитическая методика определения коэффициентов расчетных длин

с учетом усилий в элементах опоры и соотношения их погонных жесткостей;

- получены новые, пониженные на 10–15 % (в отличие от указанных в нормах) коэффициенты расчетных длин;
- выявлен резерв несущей способности portalной опоры ВЛ с возможностью последующего совершенствования методики решения задачи устойчивости стержней.

Предметом исследования в данной работе являются параметры устойчивости элементов поясов и решетки стальных решетчатых опор ВЛ.

В качестве *объекта исследования* принята конструкция опоры ВЛ 330 кВ марки 1П330-1 portalного типа.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Опоры линий электропередачи башенного типа имеют наклонные пояса и подвержены в нормальном режиме работы действию продольной и поперечной сил, а в аварийном также и действию крутящего момента [3–5, 15, 16]. Из-за разной длины отдельных элементов и увеличения значения усилий в поясах по направлению к основанию уровень податливости узлов линейному и угловому перемещениям не одинаковый, поэтому будут терять устойчивость лишь некоторые раскосные элементы [17, 18].

Для решения задачи устойчивости рассмотрим башню квадратного сечения с наклонными поясами и на свободном конце башни приложим по оси симметрии возрастающий крутящий момент и неизменную по величине продольную силу (рис. 1). Величина продольной силы подбирается такой, при которой по достижении крутящим моментом крити-

¹ IEC 60826. Design criteria of overhead transmission lines (international standard). Geneva : IEC, 2022. 87 p.

ческого значения происходит одновременно потеря устойчивости всех раскосов системы.

При решении данной задачи примем свободные из плоскости узлы крепления раскосов к поясу в виде пространственных шарниров, не нарушающих цельности пояса. В узле пересечения раскосов предусмотрен соединяющий шарнир, не прорезающий раскосы.

Под действием крутящего момента в отдельных панелях пояса и встречных раскосах возникают внутренние усилия, соответственно равные, но обратные по знаку. При совместном действии крутящего момента и центрально приложенной силы во всех поясах через панель возникают одинаковые усилия N_n^I и N_n^{II} (рис. 1).

При достижении кручением критического уровня все стержневые элементы решетки одновременно ощущают потерю устойчивости. Здесь наблюдается скручивание ствола опоры и появляется кривизна поясов в виде волн. Продольная же ось опоры остается прямолинейной. Следовательно, узлы фронтальной и параллельной ей задней грани перемещаются по направлению оси, а на торцевых гранях узлы перемещаются в ортогональном направлении (вдоль оси X). В конечном итоге пояс секции опоры претерпевает изгиб в пространстве. Из-за симметричности конструктивного решения и наличия внутренних усилий в момент потери устойчивости наблюдается симметричная деформация стержневых элементов решетки, теряющих устойчивость.

Ввиду симметричной формы потери устойчивости раскосов их концевые узлы смещаются на одинаковые величины z_1 , а средние узлы смеща-

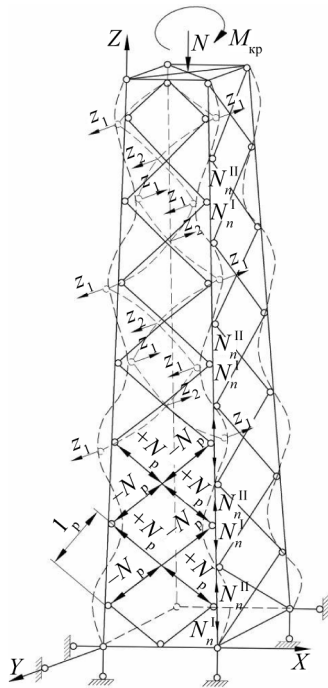


Рис. 1. Искривление элементов при симметричной форме потери устойчивости

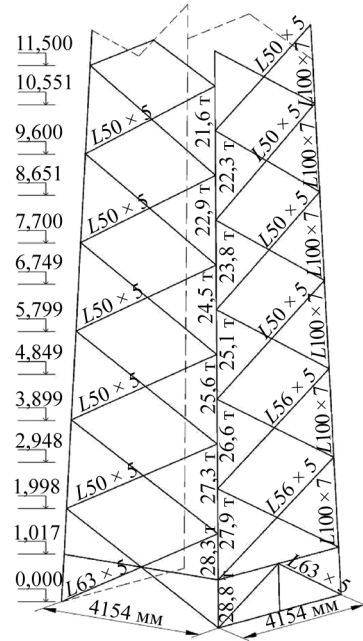


Рис. 2. Расчетная схема нижней секции опоры 1П330-1

ются также на одинаковые величины z_2 , но в противоположную сторону (рис. 1). Узлы передней и задней граней смещаются в направлении оси Y , узлы же боковых граней смещаются в перпендикулярном направлении, по оси X , в результате этого пояс получает пространственный изгиб.

На начальном этапе решения задачи устойчивости добавим в фиктивные узловые связи, запрещающие продольные перемещения, и получим уравнения метода перемещений (канонические), которые запишутся в виде системы (1):

$$\begin{cases} r_{11}z_1 + r_{12}z_2 = 0 \\ r_{21}z_1 + r_{22}z_2 = 0 \end{cases} \quad (1)$$

Значение критической силы вычислим из уравнения (2), принимая нулевым определитель матрицы:

$$D = \begin{vmatrix} r_{11} & r_{12} \\ r_{21} & r_{22} \end{vmatrix} = r_{11}r_{22} - r_{12}^2 = 0. \quad (2)$$

Опираясь на то, что при единичном перемещении вдоль Z_2 (при условии, что $Z_1 = 0$) поперечное сечение элементов решетки не испытывает поворотных деформаций в месте приложения силы, значение r_{22} определяется по справочным данным. Параметр r_{11} суммируется из r_{22} и необходимого для перемещения пояса внутреннего усилия r_{11}^n , величины которого зависят от степени податливости узлов пояса боковым перемещениям [11, 13].

Для вычисления значения r_{11}^n следует использовать фрагмент пояса, взятого из общей системы (рис. 3, а).

Влияние элементов решетки на работу пояса заменяем на ортогональные стержневые связи. По концам в двух плоскостях, параллельных полкам

уголка, вводим упругие защемления, заменяющие действие отброшенной части пояса.

Зафиксировав положение осей в общей системе координат, получаем матрицу направляющих косинусов (3):

$$A = \begin{bmatrix} \varepsilon_1 & \varepsilon_2 & \varepsilon_3 \\ \eta_1 & \eta_2 & \eta_3 \\ \zeta_1 & \zeta_2 & \zeta_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,707 & 0,707 & 0 \\ -0,707 & 0,707 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad (3)$$

где $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ — косинусы углов, образованных осью x с осями X, Y, Z ; η_1, η_2, η_3 — косинусы углов, образованных осью y с осями X, Y, Z ; $\zeta_1, \zeta_2, \zeta_3$ — косинусы углов, образованных осью z с осями X, Y, Z .

В узлы исследуемого стержня в направлении предполагаемых перемещений прикладываем силы r_{11}^n , от воздействия которых узлы переместятся на величину $\Delta = 1$ (рис. 3, б). При этом один узел получит поворотное смещение на величину φ_1 относительно оси X и на величину φ_1 относительно оси Y . Рядом лежащий узел относительно оси X поворотно сместится на величину φ_2 , а относительно оси Y — на величину φ_1 и т.д.

Для получения основной системы метода перемещений (рис. 3, в) накладываем защемляющие фиктивные связи, запрещающие поворот опорных сечений, и стержневые связи, запрещающие линейные смещения.

Канонические уравнения, при помощи которых определяется r_{11}^n , имеют вид (4):

$$\left. \begin{aligned} r_{11} \cdot \varphi_1 + r_{12} \cdot \varphi_2 + r_{13} \cdot 1 &= 0 \\ r_{21} \cdot \varphi_1 + r_{22} \cdot \varphi_2 + r_{23} \cdot 1 &= 0 \\ r_{31} \cdot \varphi_1 + r_{32} \cdot \varphi_2 + r_{33} \cdot 1 &= r_{11}^n \end{aligned} \right\}. \quad (4)$$

После определения углов поворота φ_1 и φ_2 их значения подставляются в третье уравнение системы (4), из которого находится усилие r_{11}^n .

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

В работе [14] определен коэффициент приведения расчетной длины панели пояса μ_n , взятый относительно оси, параллельной полке уголка. Коэффициент $\mu_n = 2,38$, при этом максимальное усилие в поясе получим равным:

$$N_{\Pi}^{\max} = \frac{I_{\Pi}^x \cdot N_y^y}{I_{y0} \cdot \mu_n^2} = 0,423 \cdot N_y^y, \quad (5)$$

где I_{Π}^x — момент инерции пояса относительно оси, параллельной полке; N_y^y — эйлерова сила для панели пояса при шарнирном опирании.

По полученному максимальному усилию в поясе (5) рассчитывается коэффициент расчетной длины пояса относительно оси $y-y$.

После определения углов поворота φ_1 и φ_2 их значения подставляются в третье уравнение системы (4), из которого находится усилие r_{11}^n .

Значения r_{11}^n определены в работе [17] при различных величинах сжимающей силы и даны в табл. 1.

Коэффициенты уравнения устойчивости (2) имеют значения (6):

$$\left. \begin{aligned} r_{11} &= \frac{3}{l_p^2} \left[i_p^x \cdot \eta_2^2 \cdot (\eta_1^x + \zeta_1^x) + i_p^y \cdot \varepsilon_2^2 \cdot (\eta_1^y + \zeta_1^y) \right] + r_{11}^n \\ r_{22} &= r_{11} - r_{11}^n \\ r_{12} &= \frac{3}{l_p^2} \left[i_p^x \cdot \eta_2^2 \cdot (\zeta_1^x - \eta_1^x) + i_p^y \cdot \varepsilon_2^2 \cdot (\zeta_1^y - \eta_1^y) \right] \end{aligned} \right\}, \quad (6)$$

где i_p^x, i_p^y — погонные жесткости раскоса относительно главных центральных осей инерции $x_0 - x_0$ и $y_0 - y_0$; l_p — длина раскоса; $\eta_1^x, \zeta_1^x, \eta_1^y, \zeta_1^y$ — трансцендентные функции, учитывающие сжатие в одних раскосах и растяжение в других, определяются по [2, 8, 14, 15, 19, 20].

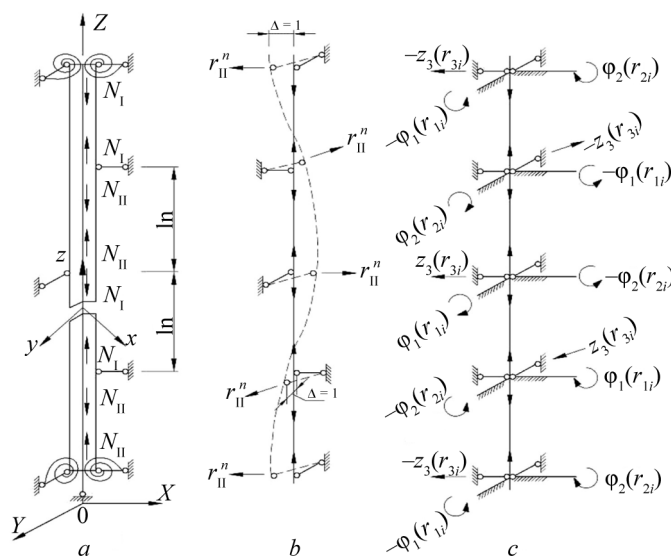


Рис. 3. Расчетная схема пояса при потере устойчивости всех раскосов решетки: а — координатная система; б — деформации пояса при единичном смещении узлов; в — основная система метода перемещений

Табл. 1. Значение коэффициентов k

N_n	0	0,1 N_y	0,2 N_y	0,3 N_y	0,423 N_y
r_{11}^n	$14,58 \frac{i^y}{l^2}$	$12,114 \frac{i^y}{l^2}$	$10,225 \frac{i^y}{l^2}$	$7,374 \frac{i^y}{l^2}$	$4,75 \frac{i^y}{l^2}$

Аргументами трансцендентных функций являются безразмерные параметры продольной силы v^x и v^y , учитывающие продольно-поперечный изгиб [18, 20–23].

Приняв $r_{11}^n = k i_n^y / l_n^2$, после подстановки реактивных сил (6) в уравнение устойчивости (2) получим равенство (7):

$$\begin{aligned} &0,75 \left[3,86 (\eta_1^x + \zeta_1^x) + \eta_1^y + \zeta_1^y \right]^2 + \\ &+ k i_n / i_p \left[3,86 (\eta_1^x + \zeta_1^x) + \eta_1^y + \zeta_1^y \right] - \\ &- 0,75 \left[3,86 (\zeta_1^x - \eta_1^x) + \zeta_1^y - \eta_1^y \right]^2 = 0. \end{aligned} \quad (7)$$

Выражение (7) именуется уравнением устойчивости перекрестной решетки или *характеристическим уравнением*. Принимая во внимание вышеизложенный подход, предложена численно-аналитическая методика решения задачи устойчивости решетки, реализуемая в следующей последовательности:

1) в специализированном программном блоке «USL» выполняется статический расчет опоры ВЛ для определения усилий в элементах конструкции;

2) определяется критическая сила Эйлера в поясных панелях относительно собственной оси сечения y_0-y_0 :

$$N_y = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y0}}{(\mu \cdot l)^2}, \quad (8)$$

где E — модуль упругости; I_{y0} — момент инерции пояса относительно оси y_0-y_0 ; μ — коэффициент расчетной длины панели пояса, принимаемый равным единице; l — геометрическая длина панели пояса между точками закрепления;

3) определяется отношение расчетного усилия N_n к эйлеровой силе N_y , в зависимости от которого по табл. 1 находится коэффициент k , входящий в формулу для определения r_{11}^n ;

4) определяется отношение погонных жесткостей пояса и раскоса i_n/i_p :

$$i_n/i_p = \frac{I_{y0}^n \cdot l_p}{I_{y0}^p \cdot l_n}, \quad (9)$$

где l_p и l_n — геометрические длины раскоса и пояса соответственно; I_{y0}^n и I_{y0}^p — моменты инерции пояса и раскоса относительно оси y_0-y_0 ;

5) в зависимости от продольного усилия в раскосах находятся, в первом приближении, аргументы трансцендентных функций:

$$v_p^x = l_p \sqrt{\frac{N_p}{EI_{x0}^p}} \quad \text{и} \quad v_p^y = l_p \sqrt{\frac{N_p}{EI_{y0}^p}}, \quad (10)$$

где N_p — расчетное усилие в раскосе, полученное по «USL»;

6) вычисляются трансцендентные функции η_1^x , ζ_1^x , η_1^y , ζ_1^y .

Функции берутся относительно главных центральных осей инерции поперечного сечения уголка:

$$\eta_1(v) = \frac{v^3}{3(\operatorname{tg} v - v)} \quad \text{и} \quad \zeta_1(v) = \frac{v^3}{3(\operatorname{th} v - v)}; \quad (11)$$

7) используя специализированные программы, решается характеристическое уравнение устойчивости (7). Корни уравнения — все возможные значения аргументов v трансцендентных функций;

8) графоаналитическим способом, используя полученные значения аргументов v , определяются коэффициенты расчетной длины $\mu_{\text{расч}}$ по формуле:

$$\mu_{\text{расч}} = \frac{\pi}{v}. \quad (12)$$

9) из полученных принимается максимальный по значению коэффициент $\mu_{\text{расч}}$. Впоследствии диапазон значений $\mu_{\text{расч}}$ автоматически сужается и, используя метод половинного деления, выполняется уточнение принятого значения коэффициента расчетной длины.

В итоге будет получен коэффициент расчетной длины элемента решетки $\mu_{\text{расч}}$ в i -й панели и так далее для оставшихся панелей, составляющих конструктивное решение опоры ВЛ;

10) определяется гибкость элементов решетки $\lambda_{\text{реш}}$ по формуле:

$$\lambda_{\text{реш}} = \frac{\mu_{\text{расч}} \cdot l_p}{i_{\text{рад}}^x}, \quad (13)$$

где $i_{\text{рад}}^x$ — радиус инерции уголка относительно оси, параллельной полке;

11) определяются критические напряжения в упругой области по формуле Эйлера при $\lambda_{\text{реш}} \geq \pi \cdot \sqrt{E/\sigma_{\text{пц}}}$:

$$\sigma_{\text{кр}} = \frac{N_{\text{кр}}}{F} \quad \text{или} \quad \sigma_{\text{кр}} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_{\text{реш}}^2}; \quad (14)$$

12) когда гибкость меньше предельной гибкости $\lambda_{\text{реш}} < \pi \cdot \sqrt{E/\sigma_{\text{пц}}}$, то критические напряжения в упругопластической области определяются по формуле Ясинского:

$$\sigma_{\text{кр}} = \frac{\pi^2 \cdot T}{\lambda_{\text{реш}}^2} \quad \text{или} \quad \sigma_{\text{кр}} = a - b \cdot \lambda_{\text{реш}}, \quad (15)$$

где T — переменный приведенный модуль упругости; a и b — эмпирические коэффициенты, зависящие от материала элемента, МПа;

Табл. 2. Схемы расчетных нагрузок на опору 1П330-1

Номер	Характеристика схем	Схема загрузки
I	Провода и трос не оборваны и свободны от гололеда. Ветер направлен вдоль осей траверс. $t = 5\text{ }^{\circ}\text{C}$; $C = 0$. $q_{\text{пров}}^{\text{н}} = 50\text{ кг/м}^2$; $q_{\text{трос}}^{\text{н}} = 74\text{ кг/м}^2$. I район гололеда. $\alpha = 60^{\circ}$. Разность тяжений. Провод АС-240/32, трос С-50	
II	Провода и трос не оборваны и покрыты гололедом. Ветер направлен вдоль осей траверс. $t = -5\text{ }^{\circ}\text{C}$; $C = 20\text{ мм}$. $q_{\text{пров}}^{\text{н}} = 14\text{ кг/м}^2$; $q_{\text{трос}}^{\text{н}} = 16,5\text{ кг/м}^2$. IV район гололеда. $\alpha = 50^{\circ}$. Разность тяжений. Схема является расчетной для поясов ствола опоры	
IIк	Опора концевая. Провода и трос не оборваны и покрыты гололедом. Ветер направлен вдоль осей траверс. $t = -5\text{ }^{\circ}\text{C}$; $C = 20\text{ мм}$. $q_{\text{пров}}^{\text{н}} = 14\text{ кг/м}^2$; $q_{\text{трос}}^{\text{н}} = 16,5\text{ кг/м}^2$. IV район гололеда. $\alpha = 0^{\circ}$. Схема является расчетной для тросостойки, поясов и раскосов траверс	
III	Оборван провод, дающий наибольший изгибающий и крутящий моменты на опору. Трос не оборван. $t = 5\text{ }^{\circ}\text{C}$; $C = 0$; $q = 0$. IV район гололеда. $\alpha = 60^{\circ}$; $\alpha = 0^{\circ}$. Схема является расчетной для раскосов ствола опоры, пояса траверсы	
IIIк	Опора концевая. Оборван провод, дающий наибольший крутящий момент на опору. Трос не оборван. $t = -5\text{ }^{\circ}\text{C}$; $C = 20\text{ мм}$; $Q = 0$. IV район гололеда. $\alpha = 0^{\circ}$. Схема является расчетной для раскосов ствола опоры	

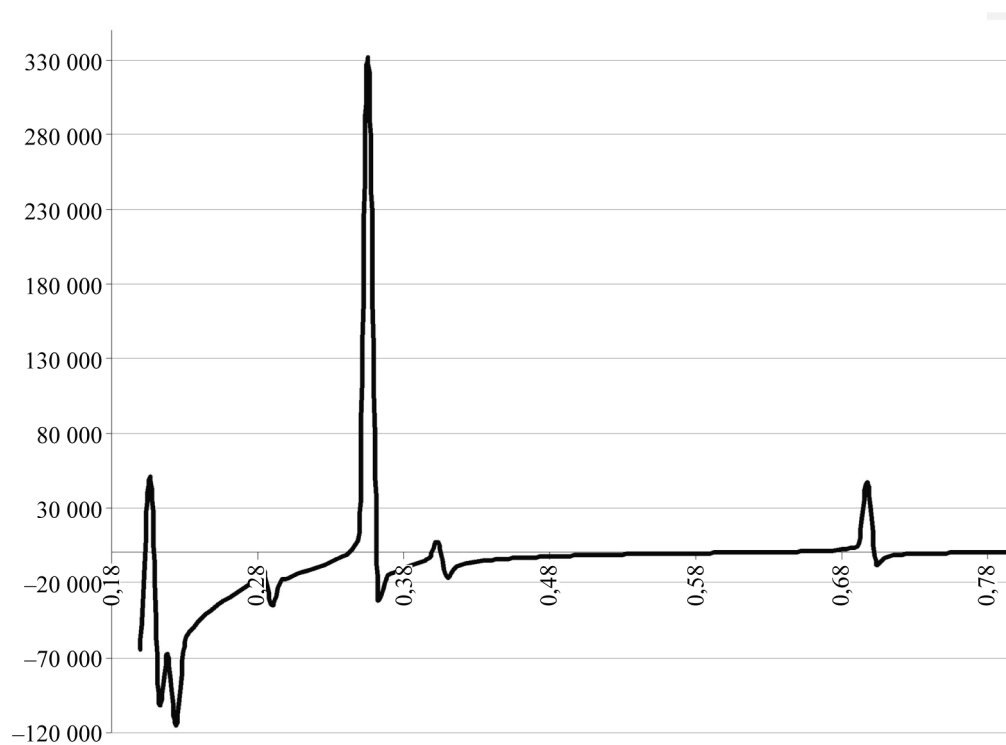


Рис. 4. Графическое определение коэффициента расчетной длины раскоса первой панели

13) коэффициент продольного изгиба φ определяется по формуле:

$$\varphi = \frac{\sigma_{кр}}{R_y}. \quad (16)$$

Важно отметить, что при значении гибкости больше предельной в выражение (15) необходимо подставлять критические напряжения, полученные по выражению (14), а если же значение гибкости меньше предельной — определенные по выражению (13).

Вышеизложенная методика реализована в виде программного продукта, который вошел в вычислительный комплекс оптимального проектирования

конструкций опор воздушных линий электропередачи, разработанный в НИУ МГСУ.

Пример. Рассмотрим применение изложенной методики для определения расчетных длин раскосов решетки на примере нижней секции опоры 1ПЗ30-1 (рис. 2).

Рассматриваемая часть ствола опоры конструктивно представляет собой пространственную стержневую металлическую стойку с не совмещенными в смежных гранях узлами, состоящую из 12 панелей. Пояса и раскосы секции выполнены из одиночных уголков, стыкуются элементы в узлах при помощи болтового соединения.

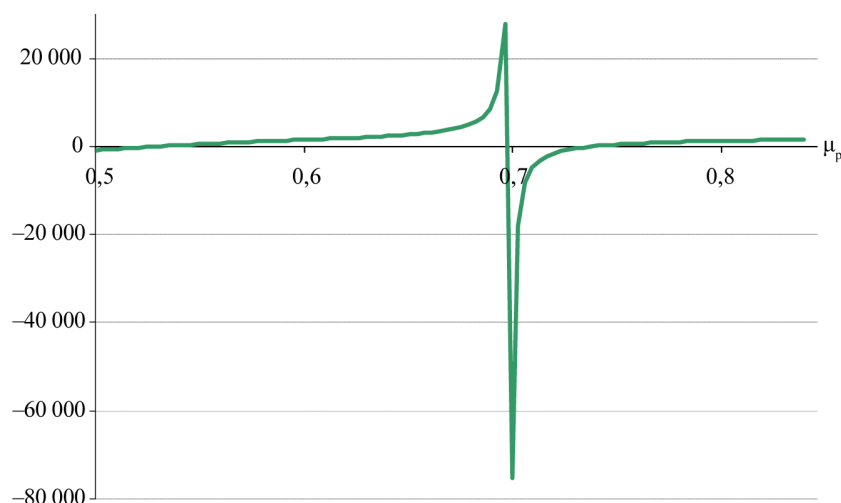


Рис. 5. Уточнение корня уравнения для раскоса 1-й панели методом половинного деления

Табл. 3. Сравнительный анализ коэффициентов $\mu_{расч}$

Номер панели	$i_{п}/i_{р}$	$N_{п}/N_{э}$	k	$\mu_{расч}$ по расчетному листу	$\mu_{расч}$ по расчету	%
1	10,987	0,2710	8,1997	0,82	0,7378	10,02
2	10,977	0,2482	8,8506	0,82	0,7366	10,17
3	27,339	0,2296	9,3803	0,82	0,7273	11,30
4	26,394	0,2245	9,5264	0,82	0,7277	11,26
5	26,567	0,2189	9,6853	0,82	0,7275	11,28
6	25,642	0,2100	9,9378	0,82	0,7279	11,23
7	25,807	0,2065	10,0373	0,82	0,7278	11,24
8	24,846	0,2014	10,1829	0,82	0,7283	12,18
9	25,047	0,1958	10,3027	0,82	0,7281	12,78
10	24,104	0,1879	10,4531	0,82	0,7287	13,13
11	24,298	0,1835	10,5359	0,82	0,7285	14,16
12	23,345	0,1772	10,6546	0,82	0,7292	14,87

Ширина у основания — 4,154 м. Высота секции — 11,5 м.

Отметки панелей пояса: $h_1 = 1,017$ м; $h_2 = 1,998$ м; $h_3 = 2,948$ м; $h_4 = 3,899$ м; $h_5 = 4,849$ м; $h_6 = 5,799$ м; $h_7 = 6,749$ м; $h_8 = 7,700$ м; $h_9 = 8,651$ м; $h_{10} = 9,600$ м; $h_{11} = 10,551$ м; $h_{12} = 11,500$ м.

Расчет опоры выполняется на нагрузки нормального и аварийного режимов, взятые из расчетного листа (табл. 2). Расчетные усилия даны на схеме (рис. 2).

В соответствии с изложенной выше методикой:

- определяется критическая сила Эйлера в поясных панелях по формуле (8);
- вычисляется соотношение между расчетным усилием в поясе $N_{п}$ и эйлеровой силой $N_{э}$;
- принимается коэффициент k по табл. 1;
- определяется отношение погонных жесткостей пояса и раскоса $i_{п}/i_{р}$ по формуле (9);
- в зависимости от продольного усилия в раскосах находятся аргументы трансцендентных функций v_x и v_y ;
- вычисляются трансцендентные функции η_1^x , ζ_1^x , η_1^y , ζ_1^y ;
- решается уравнение устойчивости (7) с помощью разработанной программы на ПЭВМ;
- по формуле (12) определяются значения коэффициентов расчетной длины;
- методом половинного деления уточняется значение $\mu_{расч}$.

На рис. 4 в виде графика представлено численное решение характеристического уравнения устойчивости для элементов решетки 1-й панели (коэффициенты расчетных длин отложены по оси абсцисс, по оси ординат — правая часть уравнения (7)).

Все расчеты выполняются в вычислительном комплексе MS «Excel».

Корни уравнения (6) уточняются методом половинного деления и за расчетное принимается максимальное значение (рис. 5).

В табл. 3 представлены результаты получения коэффициентов расчетной длины элементов решетки (раскосов) $\mu_{р}$ и сравнение полученных результатов со значениями из расчетного листа типовой серии 3.407.2-145.0 для опоры 1П330-1.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

1. Предложена численно-аналитическая методика, позволяющая определить коэффициенты расчетной длины в зависимости от продольного усилия и отношения погонных жесткостей пояса и раскоса portalной опоры ВЛ.
2. Получены новые коэффициенты расчетных длин элементов решетки, которые на 10–15 % ниже указанных в отечественных нормативных документах.
3. Полученные в результате исследования данные указали на наличие резерва несущей способности с возможностью последующего совершенствования методики решения задачи устойчивости стержней.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Тимошенко С.П., Завьялов В.Н. Устойчивость стержней, пластин и оболочек. М. : АСВ, 2013. 808 с.

2. Tanasoglo A., Garanzha I. Stress-strain state experimental researches of the lattice support pole sections for overhead power transmission line 110 kV //

MATEC Web of Conferences. 2018. Vol. 196. P. 02019. DOI: 10.1051/mateconf/201819602019

3. *Перельмутер А.В., Сливкер В.И.* Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. Киев : СКАД, 2011. 604 с.

4. *Кадисов Г.М.* Динамика и устойчивость сооружений. М. : АСВ, 2017. 272 с.

5. *Шевченко Е.В.* Анализ критериев устойчивости решетчатых башенных опор ВЛ // Вестник ДонНУАСА. 2013. № 13 (4). С. 101–114.

6. *Pustovgar A., Tanasoglo A., Garanzha I., Shilova L., Adamtsevich A.* Optimal design of lattice metal constructions of overhead power transmission lines // MATEC Web of Conference. 2016. Vol. 86. P. 04003. DOI: 10.1051/mateconf/20168604003

7. *Смирнов А.Ф., Александров А.В., Лащеников Б.Я., Шапошиников Н.Н.* Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений. М. : Наука, 2014. 413 с.

8. *Назим Я.В.* Особенности проектирования и расчета конструкций переходных опор ВЛ // Современное промышленное и гражданское строительство. 2019. № 11 (3). С. 38–49.

9. *Миронов А.А., Шевченко Е.В.* Проблемы устойчивости стержней башенных решетчатых опор воздушных линий электропередачи // Вестник ДонНУАСА. 2017. № 3 (113). С. 11–24.

10. *Golikov A., Gubanov V.* Atypical structural systems for mobile communication towers // IOP Conference Series : Materials Science and Engineering. 2018. Vol. 365 (5). P. 052010. DOI: 10.1088/1757-899X/365/5/052010

11. *Shevchenko Ye., Nazim Y., Tanasoglo A., Garanzha I.* Refinement of wind loads on lattice support structures of the intersystem overhead power transmission lines 750 kV // Procedia Engineering. 2015. Vol. 117 (1). Pp. 1033–1040. DOI: 10.1016/j.proeng.2015.08.225

12. *Ohsaki M.* Optimization of finite dimensional structures. Tokyo : CRC Press Taylor & Francis Group, 2019. 221 p.

13. Design of latticed steel transmission structures. New York : A.S.C.E, 2021. 98 p.

14. *Bazant Z.P., Cedolin L.* Stability of structures: elastic, inelastic, fracture, and damage theories. New York : Oxford University Press, 2010. 1011 p.

15. *Coşkun S.B.* Advances in computational stability analysis. Rijeka : InTech, 2018. 132 p.

16. *Winterstetter T., Schmidt H.* Stability of circular cylindrical steel shells under combined loading // Thin-Walled Structures. 2012. Vol. 40 (10). Pp. 893–909. DOI: 10.1016/S0263-8231(02)00006-X

17. *Yoo C.H., Lee S.C.* Stability of structures — principles and applications. New York : Elsevier Academic Press, 2017. 529 p.

18. *Yang B.* Stress, strain, and structural dynamics: an interactive handbook of formulas, solutions, and MATLAB Toolboxes. Cambridge : Elsevier Academic Press, 2020. 314 p.

19. *Горохов Е.В., Васылев В.Н.* Силовые испытания устойчивости фрагментов опор ВЛ 330кВ // Современное промышленное и гражданское строительство. 2019. Vol. 15 (3). С. 53–62.

20. *Назим Я.В., Горохов Е.В.* Оптимизация решетки опор ВЛ по критерию устойчивости стержней // Металлические конструкции. 2017. № 21 (2). С. 20–36.

21. *Саливон Ю.И., Бакаев С.Н.* Алгоритм мониторинга технического состояния решетчатых опор высоковольтных линий электропередачи // Металлические конструкции. 2018. № 18 (2). С. 135–149.

22. *Fomenko S.A., Garanzha I.M., Tanasoglo A.V.* Damper as a rigid insert for rigid bus structures oscillation damping // Materials Science Forum. 2018. Vol. 931. Pp. 14–18. DOI: 10.4028/www.scientific.net/MSF.931.14

23. *Fomenko S., Garanzha I., Tanasoglo A., Ver-shinin V.* Theoretical and experimental researches of spring damping flexural oscillations for beam structures // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2019. Vol. 661 (1). P. 012053. DOI: 10.1088/1757-899X/661/1/012053

Поступила в редакцию 27 сентября 2023 г.

Принята в доработанном виде 5 октября 2023 г.

Одобрена для публикации 13 октября 2023 г.

ОБ АВТОРАХ: **Игорь Михайлович Гаранжа** — кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры металлических и деревянных конструкций; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 564746, Scopus: 56437725200, ResearcherID: AAD-8595-2022, ORCID: 0000-0002-6687-7249; garigo@mail.ru;

Танасогло Антон Владимирович — кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры металлических и деревянных конструкций; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 1213498, Scopus: 56826221800, ResearcherID: JFA-6248-2023, ORCID: 0000-0002-1825-2738; a.v.tan@mail.ru;

Федорова Софья Романовна — студент 4 курса Института промышленного и гражданского строительства кафедры металлических и деревянных конструкций; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; FedorovaSR@mgsu.ru.

Вклад авторов:
Гаранжа И.М. — идея, концепция исследования, написание исходного текста, обработка материала, итоговые выводы.
Танасогло А.В. — идея, концепция исследования, написание исходного текста, обработка материала, итоговые выводы.
Федорова С.Р. — написание исходного текста, обработка материала.
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

INTRODUCTION

The total capacity of power plants and the length of power grids in the Russian Federation are significantly increasing every decade due to the constant industrial development of cities and suburbs. This requires the involvement of huge material and labour resources in the field of power construction, so it is necessary to identify and implement all possible ways to reduce the capital intensity of electrical networks of high and ultra-high voltage classes [1–3].

There are significant opportunities to improve the efficiency of overhead power lines (OPL). This is, first of all, the development of a methodology for calculating overhead line supports based on the consideration of the limit equilibrium of the structure, which ensures the equal strength of the system, which makes it possible to lighten a number of its elements that previously had unreasonably large reserve factors [4–7].

For practical purposes, in addition to solving the stability problem itself, it is necessary to determine the combination of external loads (torque and longitudinal force) that predetermines the smallest possible value of the critical parameter [8–11]. It is important to take into account the eccentric application of internal forces associated with the unilateral bolting of the struts along one flange to the girders¹ [5, 6, 12–14].

In order to achieve the set goal, the following tasks are solved:

- a numerical and analytical methodology for determining the coefficients of design lengths taking into account the forces in the support elements and the ratio of their linear stiffnesses is proposed;
- new, reduced by 10–15 % (as opposed to those specified in the norms) coefficients of design lengths were obtained;
- the reserve of the load-bearing capacity of the portal support of an overhead power line was revealed with the possibility of further improvement of the methodology for solving the problem of rod stability.

The subject of research in this paper is stability parameters of belt and lattice elements of steel lattice overhead line supports.

The design of 330 kV overhead power line support of 1P330-1portal type is taken as an object of research.

MATERIALS AND METHODS

Tower-type transmission towers have inclined girdles and are subjected to longitudinal and trans-

verse forces in normal operation, and also to torque in emergency operation [3–5, 15, 16]. Due to the different lengths of individual elements and the increase in the value of forces in the girdles towards the base, the level of pliability of the nodes to linear and angular displacements is not the same, so only some strut elements will lose stability [18, 19].

To solve the stability problem, consider a tower of square cross-section with inclined chords, and at the free end of the tower we apply a torque and a longitudinal force of constant magnitude along the axis of symmetry (Fig. 1). The magnitude of the longitudinal force is chosen such that when the torque reaches a critical value, the stability of all the struts of the system is simultaneously lost.

When solving this problem, we will assume free from the plane nodes of fastening of struts to the belt in the form of spatial joints that do not break the integrity of the belt. At the crossing node of the struts, a connecting joint is provided that does not cut through the struts.

Under the action of the torque, internal forces, respectively equal but opposite in sign, are generated in the individual panels of the belt and the counter struts. Under the combined action of the torque and centrally applied force, the same forces N_b^I and N_b^{II} are generated in all girdles through the panel (Fig. 1).

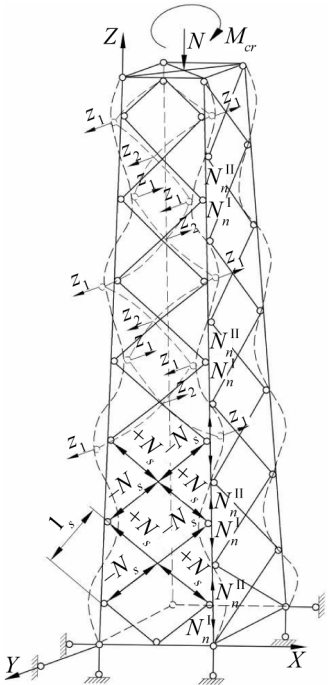


Fig. 1. Distortion of elements at symmetric form of stability loss

¹ IEC 60826. Design criteria of overhead transmission lines (international standard). Geneva, IEC, 2022; 87.

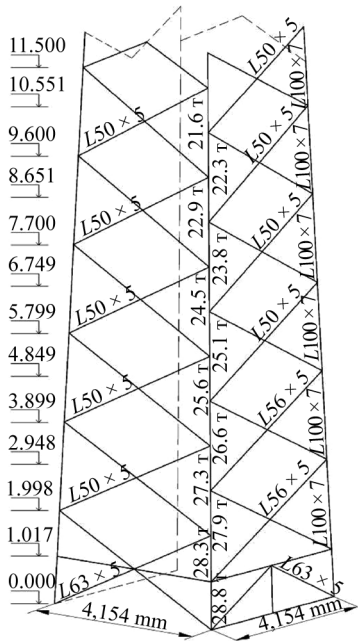


Fig. 2. Calculation diagram of the lower section of the support 1P330-1

When torsion reaches a critical level, all lattice trunk elements simultaneously experience a loss of stability. Here, torsion of the support trunk is observed and curvature of the belts appears in the form of waves. The longitudinal axis of the support remains straight. Consequently, the nodes of the front and parallel to it rear faces move in the direction of the axis, and on the end faces the nodes move in the orthogonal direction (along the X axis). Ultimately, the belt of the support section undergoes bending in space. Due to the symmetry of the structural solution and the presence of internal forces at the moment of loss of stability, symmetrical deformation of the rod elements of the lattice losing stability is observed.

Due to the symmetrical shape of the loss of stability of the struts, their end nodes are displaced by the same values z_1 , and the middle nodes are also displaced by the same values z_2 , but in the opposite direction (Fig. 1). The nodes of the front and rear edges are displaced in the direction of the Y axis, while the nodes of the side edges are displaced in the perpendicular direction, along the X axis, resulting in a spatial bending of the belt.

At the initial stage of solving the stability problem, we add in dummy nodal links prohibiting longitudinal displacements, and we obtain the equations of the displacement method (canonical), which will be written as system (1):

$$\left. \begin{aligned} r_{11}z_1 + r_{12}z_2 &= 0 \\ r_{21}z_1 + r_{22}z_2 &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (1)$$

We calculate the value of the critical force from equation (2), taking the determinant of the matrix as zero:

$$D = \begin{vmatrix} r_{11} & r_{12} \\ r_{21} & r_{22} \end{vmatrix} = r_{11}r_{22} - r_{12}^2 = 0. \quad (2)$$

Based on the fact that at a single displacement along Z_2 (provided that $Z_1 = 0$) the cross-section of the lattice elements does not experience rotational deformations at the point of force application, the value of r_{22} is determined from reference data. The parameter r_{11} is summarized from r_{22} and the internal force r_{11}^b required to move the belt, the values of which depend on the degree of pliability of the belt nodes to lateral displacements [11, 13].

To calculate the value of r_{11}^b , a fragment of the belt taken from the total system should be used (Fig. 3, a).

The influence of the lattice elements on the belt operation is replaced by orthogonal rod connections. At the ends in two planes parallel to the angle flanges, we introduce elastic bracing to replace the action of the deflected part of the belt.

Fixing the position of the axes in the common coordinate system we obtain the matrix of directional cosines (3):

$$A = \begin{vmatrix} \varepsilon_1 & \varepsilon_2 & \varepsilon_3 \\ \eta_1 & \eta_2 & \eta_3 \\ \zeta_1 & \zeta_2 & \zeta_3 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0.707 & 0.707 & 0 \\ -0.707 & 0.707 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{vmatrix}, \quad (3)$$

where $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ are cosines of the angles formed by the x -axis with the X, Y, Z axes; η_1, η_2, η_3 are the cosines of the angles formed by the y -axis with the X, Y, Z axes; $\zeta_1, \zeta_2, \zeta_3$ are the cosines of the angles formed by the z -axis with the X, Y, Z axes.

We apply forces r_{11}^b to the nodes of the rod under study in the direction of the expected displacements, which will cause the nodes to move by the value $\Delta = 1$ (Fig. 3, b). In this case, one node will receive a rotational displacement by the value φ_1 relative to the X axis, and by the value φ_1 relative to the Y axis. The neighbouring node will be rotationally shifted with respect to the X axis by the value φ_2 , and with respect to the Y axis — by the value φ_1 , etc.

To obtain the basic system of the displacement method (Fig. 3, c), we impose pinching dummy links prohibiting rotation of the support sections and rod links prohibiting linear displacements.

The canonical equations by means of which is determined r_{11}^b , are of the form (4):

$$\left. \begin{aligned} r_{11} \cdot \varphi_1 + r_{12} \cdot \varphi_2 + r_{13} \cdot 1 &= 0 \\ r_{21} \cdot \varphi_1 + r_{22} \cdot \varphi_2 + r_{23} \cdot 1 &= 0 \\ r_{31} \cdot \varphi_1 + r_{32} \cdot \varphi_2 + r_{33} \cdot 1 &= r_{11}^b \end{aligned} \right\}. \quad (4)$$

After determining the rotation angles φ_1 and φ_2 , their values are substituted into the third equation of the system (4), from which the force r_{11}^b is found.

RESEARCH RESULTS

In [14], the reduction factor of the design length of the belt panel μ_b , taken with respect to the axis parallel to the angle flange, was determined. The coefficient $\mu_b = 2.38$, thus we obtain the maximum force in the belt equal to:

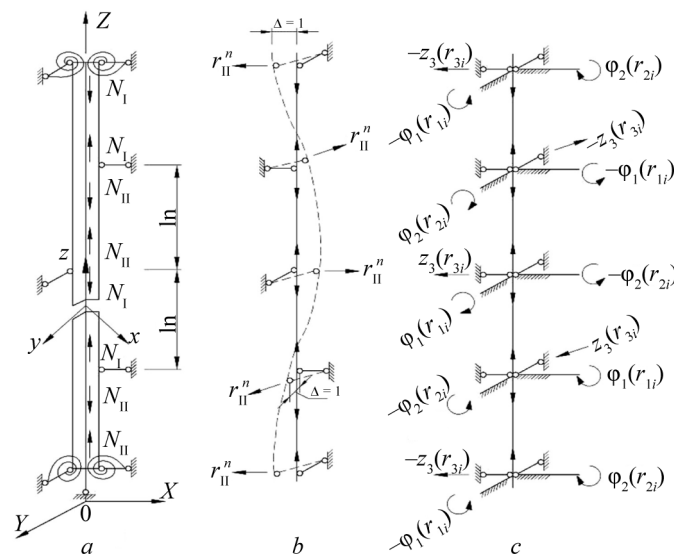


Fig. 3. Calculation diagram of the belt at the loss of stability of all struts of the lattice: a — coordinate system; b — deformations of the belt at a single displacement of nodes; c — basic system of the method of displacements

$$N_B^{max} = \frac{I_b^x \cdot N_E^y}{I_{y0} \cdot \mu_b^2} = 0.423 \cdot N_E^y, \tag{5}$$

where N_E^y is the Euler force for the belt panel at hinged support; I_b^x is the moment of inertia of the belt with respect to the axis parallel to the flange.

According to the obtained maximum force in the girdle (5), the coefficient of the design length of the girdle with respect to the y-axis is calculated.

After determining the rotation angles φ_1 and φ_2 , their values are substituted into the third equation of the system (4), from which the force r_{11}^b is found.

The values of r_{11}^b were determined in [17] at different values of compressive force and are given in Table 1.

The coefficients of the stability equation (2) have values (6):

$$\left. \begin{aligned} r_{11} &= \frac{3}{l_s^2} \left[i_s^x \cdot \eta_2^2 \cdot (\eta_1^x + \zeta_1^x) + \right. \\ &\quad \left. + i_s^y \cdot \varepsilon_2^2 \cdot (\eta_1^y + \zeta_1^y) \right] + r_{11}^b \\ r_{22} &= r_{11} - r_{11}^b \\ r_{12} &= \frac{3}{l_s^2} \left[i_s^x \cdot \eta_2^2 \cdot (\zeta_1^x - \eta_1^x) + \right. \\ &\quad \left. + i_s^y \cdot \varepsilon_2^2 \cdot (\zeta_1^y - \eta_1^y) \right] \end{aligned} \right\}, \tag{6}$$

where i_s^x, i_s^y are the linear stiffnesses of the strut with respect to the principal central axes of inertia x_0-x_0 and y_0-y_0 ; l_s is the length of the strut; $\eta_1^x, \zeta_1^x, \eta_1^y, \zeta_1^y$ are

transcendental functions that take into account compression in some struts and stretching in others, defined according to [2, 8, 14, 15, 19, 20].

The arguments of the transcendental functions are dimensionless longitudinal force parameters v^x and v^y , accounting for longitudinal-transverse bending [18, 20–23].

Taking $r_{11}^b = k i_b^y / l_b^2$, after substituting the reactive forces (6) into the stability equation (2), we obtain the equality (7):

$$\begin{aligned} &0.75 \left[3.86 (\eta_1^x + \zeta_1^x) + \eta_1^y + \zeta_1^y \right]^2 + \\ &+ k i_b / i_s \left[3.86 (\eta_1^x + \zeta_1^x) + \eta_1^y + \zeta_1^y \right] - \\ &- 0.75 \left[3.86 (\zeta_1^x - \eta_1^x) + \zeta_1^y - \eta_1^y \right]^2 = 0. \end{aligned} \tag{7}$$

Expression (7) is referred to as, or *characteristic equation* (of the cross-lattice stability).

Taking into account the above approach, we propose a numerical and analytical methodology for solving the lattice stability problem, implemented in the following sequence:

1) in the specialized software block “USL” the static calculation of the overhead line support is performed to determine the forces in the structural elements;

2) the critical Euler force in the belt panels with respect to its own axis a the section y_0-y_0 is determined:

$$N_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y0}}{(\mu \cdot l)^2}, \tag{8}$$

Table 1. Value of coefficients k

N_b	0	0.1 N_E^y	0.2 N_E^y	0.3 N_E^y	0.423 N_E^y
r_{11}^b	$14.58 \frac{i^y}{l^2}$	$12.114 \frac{i^y}{l^2}$	$10.225 \frac{i^y}{l^2}$	$7.374 \frac{i^y}{l^2}$	$4.75 \frac{i^y}{l^2}$

Table 2. Schemes of design loads on the support 1P330-1

No.	Characterization of schemes	Loading scheme
I	The wires and cable are not frayed and are free of ice. The wind is directed along the axes of the traverses. $t = 5\text{ }^{\circ}\text{C}$; $C = 0$. $q'_{wir} = 50\text{ kg/m}^2$; $q'_{cabl} = 74\text{ kg/m}^2$. Area I ice. $\alpha = 60^{\circ}$. Pull difference. Wire AC-240/32, cable C-50	
II	The wires and cable are not frayed and are covered with ice. The wind is directed along the axes of the traverses. $t = -5\text{ }^{\circ}\text{C}$; $C = 20\text{ mm}$. $q'_{wir} = 14\text{ kg/m}^2$; $q'_{cabl} = 16.5\text{ kg/m}^2$. District IV ice. $\alpha = 50^{\circ}$. Pull difference. The scheme is a calculation scheme for the girdles of the support shaft	
IIk	End support. The wires and cable are not frayed and are covered with ice. The wind is directed along the axes of the traverses. $t = -5\text{ }^{\circ}\text{C}$; $C = 20\text{ mm}$. $q'_{wir} = 14\text{ kg/m}^2$; $q'_{cabl} = 16.5\text{ kg/m}^2$. IV region of ice-covered ground $\alpha = 0^{\circ}$. The diagram is the design diagram for the cable girders, chords and crossbeam struts	
III	The wire giving the highest bending and torque moments on the support is broken. The cable's not broken. $t = 5\text{ }^{\circ}\text{C}$; $C = 0$; $q = 0$. District IV ice. $\alpha = 60^{\circ}$; $\alpha = 0^{\circ}$. The scheme is a design scheme for the support shaft struts and the traverse belt	
IIIk	End support. The wire giving the highest torque to the support is broken. The cable's not broken. $t = -5\text{ }^{\circ}\text{C}$; $C = 20\text{ mm}$; $Q = 0$. IV region of ice-covered ground. $\alpha = 0^{\circ}$. The scheme is a design scheme for the struts of the support shaft	

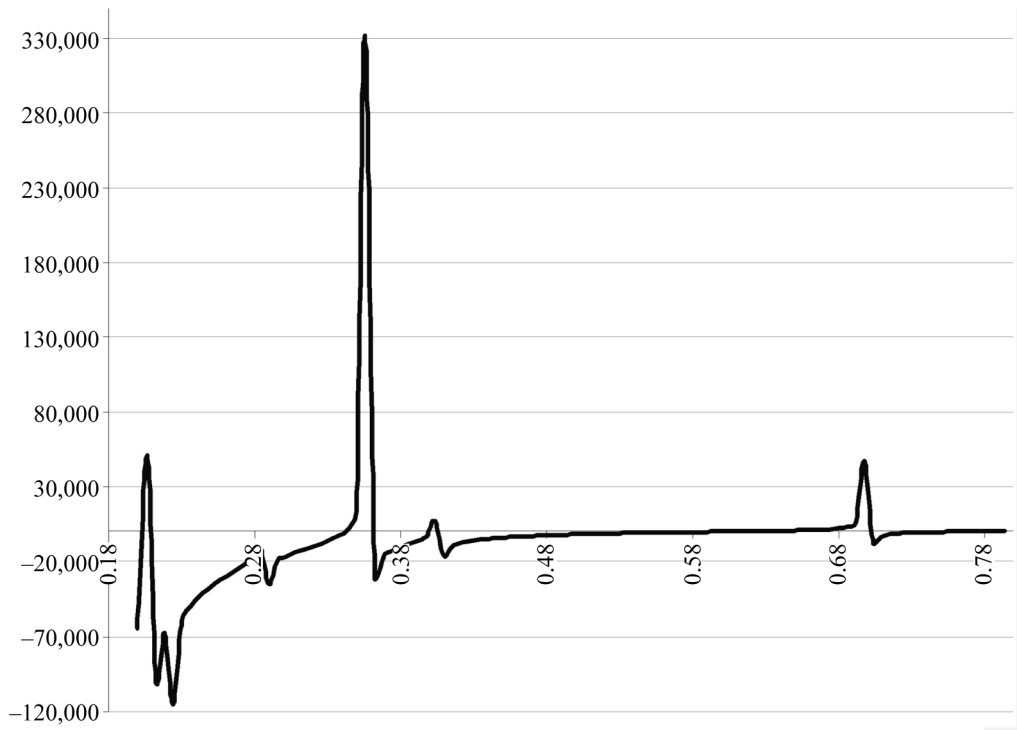


Fig. 4. Graphical determination of the design strut length factor of the first panel

where E is the modulus of elasticity; I_{y_0} — moment of inertia of the belt with respect to the axis y_0-y_0 ; μ — the coefficient of the design length of the belt panel, taken equal to one; l is the geometric length of the girder panel between the fixing points;

3) the ratio of the design force N_b to the Euler force N_E is determined, depending on which the coefficient k , which is included in the formula for determining r_{11}^b , is determined according to Table 1;

4) the ratio of the linear stiffnesses of the belt and strut i_b/i_s is determined:

$$i_b/i_s = \frac{I_{y_0}^b \cdot l_s}{I_{y_0}^s \cdot l_b}, \tag{9}$$

where l_s and l_b are the geometric lengths of the strut and belt respectively; $I_{y_0}^b$ and $I_{y_0}^s$ are the moments of inertia of the belt and strut with respect to the axis y_0-y_0 ;

5) depending on the longitudinal force in the struts, the arguments of the transcendental functions are found, to a first approximation:

$$v_s^x = l_s \sqrt{\frac{N_s}{EI_{x0}^s}} \text{ and } v_s^y = l_s \sqrt{\frac{N_s}{EI_{y0}^s}}, \tag{10}$$

where N_s is the design force in the strut obtained from “USL”;

6) we compute the transcendental functions $\eta_1^x, \zeta_1^x, \eta_1^y, \zeta_1^y$.

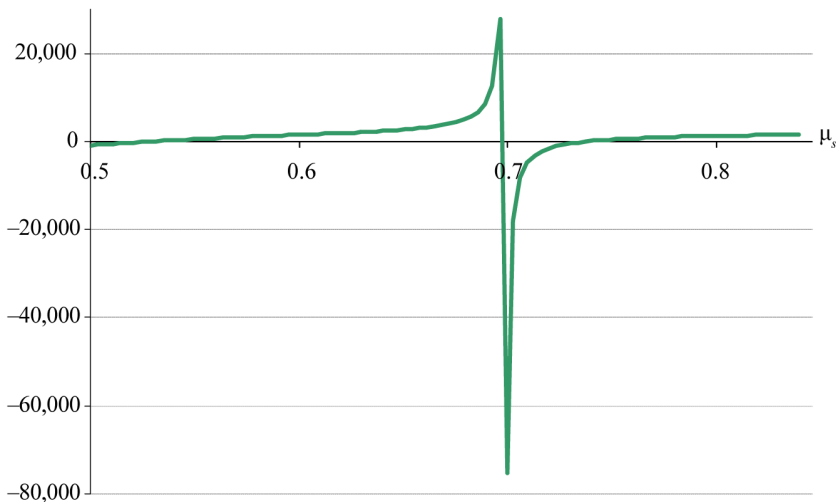


Fig. 5. Refinement of the root of the equation for the strut of the 1st panel using the half division method

Table 3. Comparative analysis of coefficients μ_{des}

No. of panel	i_b/i_s	N_b/N_E	k	μ_{des} invoice (by design sheet)	μ_{des} by design	%
1	10.987	0.2710	8.1997	0.82	0.7378	10.02
2	10.977	0.2482	8.8506	0.82	0.7366	10.17
3	27.339	0.2296	9.3803	0.82	0.7273	11.30
4	26.394	0.2245	9.5264	0.82	0.7277	11.26
5	26.567	0.2189	9.6853	0.82	0.7275	11.28
6	25.642	0.2100	9.9378	0.82	0.7279	11.23
7	25.807	0.2065	10.0373	0.82	0.7278	11.24
8	24.846	0.2014	10.1829	0.82	0.7283	12.18
9	25.047	0.1958	10.3027	0.82	0.7281	12.78
10	24.104	0.1879	10.4531	0.82	0.7287	13.13
11	24.298	0.1835	10.5359	0.82	0.7285	14.16
12	23.345	0.1772	10.6546	0.82	0.7292	14.87

The functions are taken relative to the main central axes of inertia of the angle cross-section:

$$\eta_1(v) = \frac{v^3}{3(\operatorname{tg} v - v)} \text{ and } \zeta_1(v) = \frac{v^3}{3(\operatorname{th} v - v)}; \quad (11)$$

7) using specialized programmes, the characteristic stability equation (7) is solved. The roots of the equation are all possible values of the arguments v of the transcendental functions;

8) by graph-analytical method using the obtained values of the arguments v , the coefficients of the design length μ_{des} are determined according to the formula:

$$\mu_{des} = \frac{\pi}{v}; \quad (12)$$

9) the maximum coefficient μ_{des} is taken from the obtained values. Subsequently, the range of μ_{des} values is automatically narrowed and the accepted value of the design length coefficient is refined using the method of half division.

As a result, the coefficient of the design length of the grid element μ_{des} in the i -th panel will be obtained, and so on for the remaining panels that make up the structural solution of the overhead line support;

10) the flexibility of the grid elements λ_{gr} is determined by the formula:

$$\lambda_{gr} = \frac{\mu_{des} \cdot l_s}{i_{rad}^x}, \quad (13)$$

where i_{rad}^x is the radius of inertia of the angle with respect to the axis parallel to the flange;

11) the critical stresses in the elastic region are determined using Euler's formula at $\lambda_{gr} \geq \pi \cdot \sqrt{E/\sigma_{pc}}$:

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{F} \text{ or } \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_{gr}^2}; \quad (14)$$

12) when the flexibility is less than the ultimate flexibility $\lambda_{gr} < \pi \cdot \sqrt{E/\sigma_{pc}}$, the critical stresses in the elastic-plastic region are determined by Jasinski's formula:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot T}{\lambda_{gr}^2} \text{ or } \sigma_{cr} = a - b \cdot \lambda_{gr}, \quad (15)$$

where T — variable reduced modulus of elasticity; a and b are empirical coefficients depending on the material of the element, measured in MPa;

13) the longitudinal bending coefficient φ is determined by the formula:

$$\varphi = \frac{\sigma_{cr}}{R_y}. \quad (16)$$

It is important to note that if the value of flexibility is greater than the ultimate flexibility, the critical stresses obtained by expression (15) should be substituted into expression (16), and if the value of flexibility is less than the ultimate flexibility, the critical stresses should be determined by expression (14).

The above methodology is implemented in the form of a software product, which was included in the computational complex of optimal design of overhead line support structures, developed at the National Research University of Moscow State University of Civil Engineering.

Example. Let us consider the application of the above methodology to determine the design lengths of the grid struts on the example of the lower section of the support 1P330-1 (Fig. 2).

The part of the support trunk under consideration is a spatial rod metal column with nodes not aligned in adjacent faces, consisting of 12 panels. The chords and

struts of the section are made of single angles, the elements are joined at the nodes by bolted joints.

Width at the base — 4.154 metres. Section height — 11.5 metres.

Belt panel marks: $h_1 = 1.017$ m; $h_2 = 1.998$ m; $h_3 = 2.948$ m; $h_4 = 3.899$ m; $h_5 = 4.849$ m; $h_6 = 5.799$ m; $h_7 = 6.749$ m; $h_8 = 7.700$ m; $h_9 = 8.651$ m; $h_{10} = 9.600$ m; $h_{11} = 10.551$ m; $h_{12} = 11.500$ m.

The support is calculated for normal and emergency loads taken from the calculation sheet (Table 2). The design forces are given in the diagram (Fig. 2).

In accordance with the methodology outlined above:

- the critical Euler force in the belt panels is determined by formula (8);
- the ratio between the design belt force N_b and the Euler force N_E is calculated;
- k coefficient is taken according to Table 1;
- the ratio of the linear stiffnesses of the girdle and strut i_b/i_s is determined according to formula (9);
- depending on the longitudinal force in the struts are the arguments of the transcendental functions v_x and v_y ;
- we compute the transcendental functions $\eta_1^{x,y}$, $\zeta_1^{x,y}$, η_1^y , ζ_1^y ;
- stability equation (7) is solved using the developed PC programme;
- the values of the design length coefficients are determined using formula (12);
- by the method of half division the value of μ_{des} .

Fig. 4 shows the numerical solution of the characteristic stability equation for the lattice elements of the 1st panel (the coefficients of the calculated lengths are plotted on the abscissa axis, the right-hand side of equation (7) is plotted on the ordinate axis).

All calculations are performed in the MS “Excel” computer complex.

The roots of equation (6) are specified by the method of half division and the maximum value is taken as the calculated value (Fig. 5).

Table 3 presents the results of obtaining the coefficients of the design length of the grid elements (struts) μ_{des} and comparison of the obtained results with the values from the design sheet of the standard series 3.407.2-145.0 for the support 1P330-1.

CONCLUSION AND DISCUSSION

1. A numerical and analytical methodology is proposed, which allows to determine the coefficients of the design length depending on the longitudinal force and the ratio of the linear stiffnesses of the girdle and strut of the overhead line gantry support.

2. New coefficients of calculated lengths of elements of the lattice, which are 10–15 % lower than those specified in domestic normative documents, were obtained.

3. The data obtained as a result of the study indicated the presence of a reserve of bearing capacity, with the possibility of further improvement of the methodology for solving the problem of stability of rods.

REFERENCES

1. Timoshenko S.P. *Stability of rods, plates and shells*. Moscow, ASV Publ., 2013; 808. (rus.).
2. Tanasoglo A., Garanzha I. Stress-strain state experimental researches of the lattice support pole sections for overhead power transmission line 110 kV. *MATEC Web of Conferences*. 2018; 196:02019. DOI: 10.1051/mateconf/201819602019
3. Perelmutter A.V., Slivker V.I. *Structural design models and their analysis possibility*. Kiev, SCAD Publ., 2011; 604. (rus.).
4. Kadisov G.M. *Dynamics and stability of structures*. Moscow, ASV Publ., 2017; 272. (rus.).
5. Shevchenko E.V. Analysis of stability criteria for overhead lattice tower typesupports. *Vestnik of DNACEA*. 2013; 13(4):101-114.
6. Pustovgar A., Tanasoglo A., Garanzha I., Shilova L., Adamtsevich A. Optimal design of lattice metal constructions of overhead power transmission lines. *MATEC Web of Conference*. 2016; 86:04003. DOI: 10.1051/mateconf/20168604003
7. Smirnov A.F., Aleksandrov A.V., Lashchenikov B.Ya., Shaposhnikov N.N. *Structural Mechanics. Dynamics and stability of structures*. Moscow, Nauka Publ., 2014; 413. (rus.).
8. Nazim Ya.V. Features of design structures for overhead line's transition supports. *Modern Industrial and Civil Constructions*. 2019; 11(3):38-49. (ukr.).
9. Mironov A.A., Shevchenko E.V. Problems of stability of tower-type overhead lattice support rods. *Vestnik of DNACE*. 2017; 3(113):11-24. (rus.).
10. Golikov A., Gubanov V. Atypical structural systems for mobile communication towers. *IOP Conference Series : Materials Science and Engineering*. 2018; 365(5):052010. DOI: 10.1088/1757-899X/365/5/052010
11. Shevchenko Ye., Nazim Y., Tanasoglo A., Garanzha I. Refinement of Wind Loads on Lattice Support Structures of the Intersystem Overhead Power Transmission Lines 750 kV. *Procedia Engineering*. 2015; 117(1):1033-1040. DOI: 10.1016/j.proeng.2015.08.225
12. Ohsaki M. *Optimization of Finite Dimensional Structures*. Tokyo, CRC Press Taylor & Francis Group, 2019; 221.
13. *Design of Latticed Steel Transmission Structures*. New York, A.S.C.E Publ., 2021; 98.

14. Bazant Z.P., Cedolin L. *Stability of structures: elastic, inelastic, fracture, and damage theories*. New York, Oxford University Press, 2010; 1011.
15. Coşkun S.B. *Advances in computational stability analysis*. Rijeka, InTech, 2018; 132.
16. Winterstetter T., Schmidt H. Stability of circular cylindrical steel shells under combined loading. *Thin-Walled Structures*. 2012; 40(10):893-909. DOI: 10.1016/S0263-8231(02)00006-X
17. Yoo C.H., Lee S.C. *Stability of structures — principles and applications*. New York, Elsevier Academic Press, 2017; 529.
18. Yang B. *Stress, strain, and structural dynamics: an interactive handbook of formulas, solutions, and MATLAB Toolboxes*. Cambridge, Elsevier Academic Press, 2020; 314.
19. Gorokhov E.V., Vasilev V.N. Strength tests of stability for fragments of tower supports of 330 kV overhead lines. *Modern Industrial and Civil Constructions*. 2019; 15(3):53-62.
20. Nazim Ya.V., Gorokhov E.V. The grid optimization of overhead line supports according to the criterion of rod stability. *Metal Constructions*. 2017; 21(2):20-36.
21. Vasilev V.N., Salivon Yu.I., Bakaev S.N. Algorithm for monitoring the technical condition of lattice steel supports of high-voltage overhead transmission lines. *Metal Constructions*. 2018; 18(2):135-149.
22. Fomenko S.A., Garanzha I.M., Tanasoglo A.V. Damper as a rigid insert for rigid bus structures oscillation damping. *Materials Science Forum*. 2018; 931:14-18. DOI: 10.4028/www.scientific.net/MSF.931.14
23. Fomenko S., Garanzha I., Tanasoglo A., Vershinin V. Theoretical and experimental researches of spring damping flexural oscillations for beam structures. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2019; 661(1):012053. DOI: 10.1088/1757-899X/661/1/012053

Received September 27, 2023.

Adopted in revised form on October 5, 2023.

Approved for publication on October 13, 2023.

BIONOTES: **Igor M. Garanzha** — Ph. D, as. professor, as. professor of Metal and Timber Structures department; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 564746, Scopus: 56437725200, ResearcherID: AAD-8595-2022, ORCID: 0000-0002-6687-7249; garigo@mail.ru;

Anton V. Tanasoglo — Ph. D, as. professor, as. professor of Metal and Timber Structures department; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 1213498, Scopus: 56826221800, ResearcherID: JFA-6248-2023, ORCID: 0000-0002-1825-2738; a.v.tan@mail.ru;

Sofiya R. Fedorova — bachelor student of Industrial and Civil Engineering Institute of Metal and Timber Structures department; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; FedorovaSR@mgsu.ru.

Contribution of the authors:

Igor M. Garanzha — idea, research concept, writing of the article, data gathering and processing, scientific editing of the text, conclusions.

Anton V. Tanasoglo — idea, research concept, writing of the article, data gathering and processing, scientific editing of the text, conclusions.

Sofiya R. Fedorova — writing of the article, scientific editing of the text.

The authors declare that there is no conflict of interest.

ИНЖЕНЕРНЫЕ СИСТЕМЫ. ЭКСПЛУАТАЦИЯ ЗДАНИЙ. ПРОБЛЕМЫ ЖКК. ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНОСТЬ И ЭНЕРГОСБЕРЕЖЕНИЕ. БЕЗОПАСНОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. ЭКОЛОГИЯ

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 624.131.1:551.3

DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.8

Предотвращение негативных социальных и экологических последствий развития суффозионных процессов

Виктор Петрович Хоменко

*Национальный исследовательский Московский государственный строительный
университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия*

АННОТАЦИЯ

Введение. Предметом исследования является суффозия — опасный для строительства экзогенный геологический процесс, способный в своем крайнем проявлении вызвать катастрофу. Цель исследования — проанализировать взаимодействия природной и техногенной подсистем в природно-технических системах, возникающих при хозяйственном освоении территорий, благоприятных для развития суффозионных процессов.

Материалы и методы. С позиций системного подхода анализируется отечественный и зарубежный опыт эксплуатации объектов различного назначения, испытывающих негативное воздействие суффозионных процессов природного и техногенного происхождения. Особое внимание обращено на возможные катастрофические последствия таких воздействий для зданий и сооружений. Отмечается, что, несмотря на наличие определенных позитивных аспектов во взаимодействии суффозии с окружающей средой, негативные аспекты преобладают.

Результаты. Нейтрализация возможных нежелательных социальных и экологических последствий формирования различного рода подземных и поверхностных суффозионных проявлений достигается путем рационального выбора, четкого инженерно-геологического обоснования и грамотной реализации мероприятий, резко снижающих (а иногда и исключающих) возможность возникновения связанных с этим чрезвычайных ситуаций. Предложена классификация применяемых в настоящее время и вполне пригодных к применению в будущем способов защиты территорий, зданий и сооружений от негативных последствий развития суффозии, в том числе спровоцированного самим защищаемым объектом. Перечислены разные варианты защитных мер, относящиеся к каждому из выделенных типов противосуффозионных мероприятий.

Выводы. Отмечается, что при наличии на конкретной территории существующих суффозионных проявлений или в случае научно обоснованного предположения относительно потенциальной возможности развития суффозионных процессов необходима всесторонняя оценка природно-техногенной обстановки и ее ожидаемых изменений. Вслед за этим должно осуществляться планирование дальнейших действий либо по сохранению сформированных суффозией элементов ландшафта, либо по максимально возможному устранению любых угроз со стороны этого процесса.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: суффозия, опасность, ущерб, окружающая среда, инженерная геодинамика, строительство, инженерная защита

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Хоменко В.П. Предотвращение негативных социальных и экологических последствий развития суффозионных процессов // Строительство: наука и образование. 2023. Т. 13. Вып. 4. Ст. 8. URL: <http://ns-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.8

Автор, ответственный за переписку: Виктор Петрович Хоменко, khomenko_geol@mail.ru.

Prevention of negative social and environmental consequences of suffosion

Victor P. Khomenko

*Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU);
Moscow, Russian Federation*

ABSTRACT

Introduction. The subject of the study is suffusion — an exogenous geological process dangerous for construction, capable to cause a catastrophe. The term suffusion is interpreted most widely in comparison with other interpretations: according

it suffosion includes leaching, piping, subsurface erosion of soils or rocks, cemented by soluble material. The aim of the study is to analyze the interaction of natural and anthropogenic subsystems in natural-technical systems arising from the economic development of territories favourable for the development of suffosion processes.

Materials and methods. Domestic and foreign experience of exploitation of objects of various purposes experiencing negative impact of natural and anthropogenic suffosion processes is analyzed from the position of system approach. Special attention is paid to possible catastrophic consequences of such impacts for buildings and structures. It is noted that, despite the presence of certain positive aspects in the interaction of suffosion with the environment, negative aspects prevail.

Results. Neutralization of possible undesirable social and ecological consequences of formation of various kinds of underground and surface suffosion manifestations is achieved by rational choice, clear engineering-geological substantiation and competent implementation of measures that sharply reduce (and sometimes exclude) the possibility of related emergencies. Classification of currently used and quite suitable for application in the future methods of protection of territories, buildings and structures from negative consequences of suffosion development, including those provoked by the protected object itself, is proposed. Different variants of protective measures related to each of the identified types of anti-suffosion measures are mentioned.

Conclusions. It is noted that in the presence of existing suffosion occurrences on a particular territory or in case of a scientifically justified assumption regarding the potential possibility of development of suffosion processes, a comprehensive assessment of the natural-technogenic situation and its expected changes is necessary. This should be followed by planning of further actions, either to preserve the landscape elements formed by suffosion or to eliminate any threats from this process as much as possible.

KEYWORDS: suffosion, hazard, damage, environment, engineering geodynamics, construction, engineering protection

FOR CITATION: Khomenko V.P. Prevention of negative social and environmental consequences of suffosion. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2023; 13(4):8. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.8

Corresponding author: Victor P. Khomenko, khomenko_geol@mail.ru.

ВВЕДЕНИЕ

В современной России термин «суффозия» понимают по-разному. Некоторые считают, что суффозия — это всего лишь свободная транспортировка фильтрационным потоком мелких частиц несвязных дисперсных пород между их крупными частицами [1]. Другие называют суффозией только механическое фильтрационное разрушение и подземное размывание дисперсных пород с последующим выносом разрушенного материала в некое свободное пространство [2]. Обе перечисленные точки зрения отвергают понятие «химическая суффозия». В последние десятилетия в нашей стране все большее распространение приобретает очень широкое толкование термина «суффозия», согласно которому этот процесс представляет собой разрушение и вынос потоком подземных вод отдельных компонентов и крупных масс дисперсных и сцементированных обломочных пород, в том числе слагающих структурные элементы скальных массивов [3]. Именно это определение понятия «суффозия» было включено в некоторые строительные нормы¹.

В Российской империи термин «суффозия» был введен в обиход в 1898 г. выдающимся геологом А.П. Павловым [4]. В его основу положено образное латинское слово «suffosio», которое переводится на русский язык как «подкапывание». В статье А.П. Павлова отсутствует определение термина «суффозия», но дано описание этого процесса, из которого следует, что термин понимается очень широко. К сожалению, впоследствии понятие «суффозия» было переосмыслено другими исследовате-

лями в сторону ограничения его объема. В то же время в 1898 г. в Британской империи имел место еще один знаменательный факт: была предотвращена катастрофа на плотине Нарора (Narora), построенной на реке Ганг, под флютбетом которой начиналось развитие суффозии (piping). Научные исследования Дж. Клибборна (J. Clibborn) и практические шаги, осуществленные Дж. Бересфордом (J.S. Beresford), позволили в последний момент предсказать разрушение этого гидротехнического сооружения и избежать человеческих жертв [5]. Восстановление плотины сопровождалось применением противосуффозионных защитных мероприятий.

В то же время наибольший социальный и экологический ущерб, когда-либо нанесенный суффозией, также имеет прямое отношение к гидротехническому строительству [6]. Катастрофа, повлекшая за собой гибель 11 человек, произошла в 1976 г. в США (штат Айдахо) и была связана с разрушением плотины Титон (Teton). Когда водохранилище стали заполнять в первый раз, началось размывание (internal erosion) ядра плотины, сложенного лессовыми породами, в зоне их контакта со скальным основанием. Экономический ущерб был оценен почти в полмиллиона долларов.

Однако суффозия (если понимать этот термин широко) способна наносить ущерб не только объектам гидротехнического, но и других видов строительства, а также окружающей среде, причем интенсивность подобного рода инцидентов в последнее время явно возрастает. Ощутимые негативные социальные и экологические последствия развития суффозии как природного, так и техногенного происхождения наблюдаются в России [7] и в других странах, причем расположенных на разных континентах, например в Израиле [8], Иране [9], Ниге-

¹ СП 116.13330.2012. Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения.



Рис. 1. Здание и проезжая часть улицы, разрушенные суффозионным провалом, образовавшимся в результате фильтрационного разрушения водонасыщенных песков и их выноса в строящийся тоннель (г. Москва, 1998 г.). Фото В.П. Хоменко

рии [10], Польше и Испании [11], США [12]. Разумеется, это требует применения определенных мер, предупреждающих и даже исключаящих развитие суффозионных процессов, однако представления о таких мерах и об их необходимом обосновании нигде в мире не систематизированы. В нашей стране в нормативных документах до сих пор отсутствует понятие «противосуффозионная защита», хотя применительно к другим опасным для строительства геологическим процессам аналогичные словосочетания применяются.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Исследование суффозионных процессов осуществлялось автором данной статьи, начиная с 1975 г., и продолжается до настоящего времени, причем наибольший социальный ущерб, нанесенный суффозией и не связанный с гидротехническим строительством, наблюдался им в конце прошлого века (рис. 1). Широкое понимание термина «суффозия» вызывает необходимость классифицирования этого опасного для строительства геологического процесса, в первую очередь так, как показано на рис. 2. Это, в частности, требуется для конкретизации понятия «суффозионно-неустойчивые горные породы (грунты)» (табл. 1), которое раньше распространялось исключительно на несвязные дисперсные породы с бутовой текстурой. Назрела также необходимость четкого представления о том, в каких условиях может осуществляться суффозионный вынос и транзит (табл. 2). При этом необходимо отметить, что в английском языке термину «химическая суффозия» соответствует термин «leaching» [13], а термину «механическая суффозия» с некоторыми оговорками соответствует термин «soil piping» [14]. Кроме того, в разных странах мира присклоновая механическая суффозия часто именуется словосочетаниями «internal erosion», «subsurface erosion» и «tunnel erosion».

Развитие суффозии приводит к формированию подземных и поверхностных суффозионных проявлений. Первые представляют собой структурные элементы массива горных пород. Это могут быть

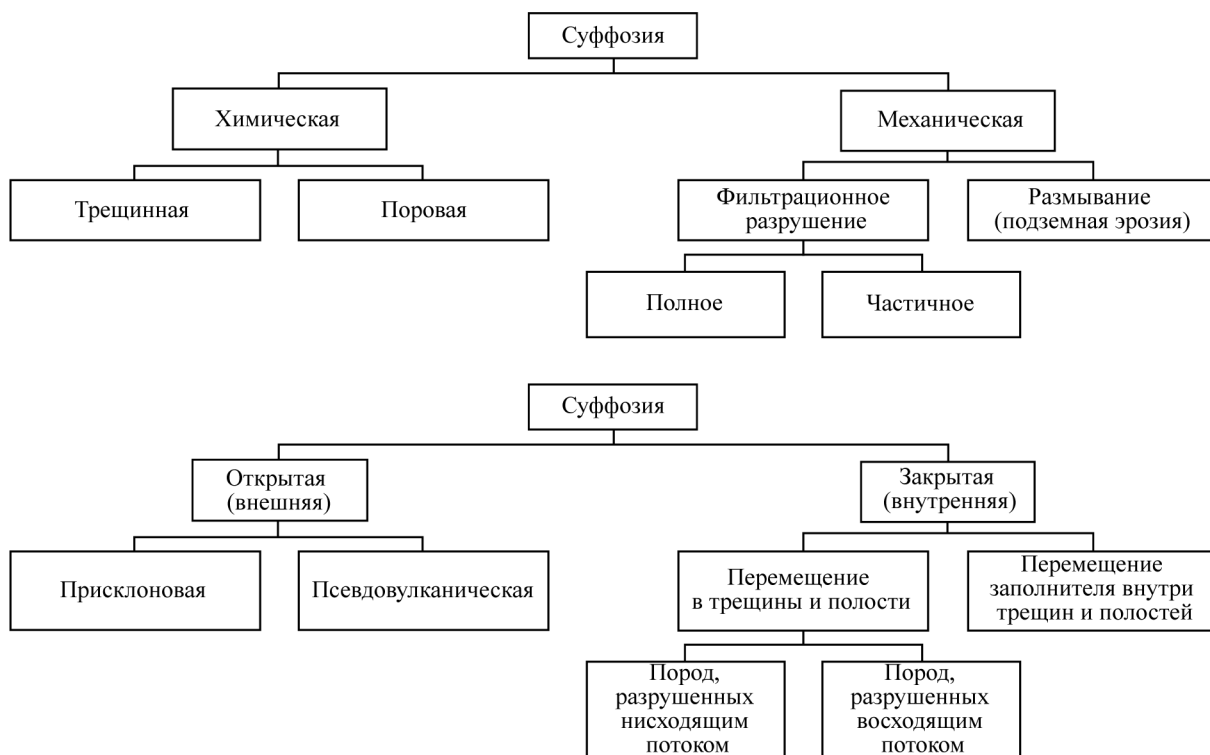


Рис. 2. Классификации суффозии, предложенные В.П. Хоменко [3]: по характеру разрушения горных пород (вверху) и по условиям выноса и перемещения разрушенных пород (внизу)

Табл. 1. Суффозионно неустойчивые горные породы

Горные породы, подверженные суффозионному разрушению			Вид суффозии
Скальные: обломочные, сцементированные растворимым цементом, трещиноватые			Химическая трещинная суффозия
Дисперсные	связные и несвязные	засоленные водопроницаемые	Химическая поровая суффозия
		любые	Подземная эрозия
	несвязные	любые	Полное фильтрационное разрушение
		с бутовой текстурой	Частичное фильтрационное разрушение

некоторые области диспергированных скальных пород и разуплотненных дисперсных пород (с четкими или размытыми границами), псевдоплыунные тела, а также полости различной конфигурации. К поверхностным суффозионным проявлениям относятся псевдовулканы (чаще всего представляющие собой так называемые песчаные вулканы), ниши (иногда достигающие размеров пещер) с аккумулятивными «шлейфами», оползни, провалы, оседания и водопоглощающие поноры. Все эти формы рельефа, за редким исключением, формируются не только и не столько за счет суффозии, но и за счет других геологических процессов, к которым относятся гравитационные склоновые процессы, а также обрушение, истечение, прогиб и уплотнение дисперсных пород. Поверхностные суффозионные проявления могут формироваться не только на земной поверхности, но и под подошвами фундаментов различных строительных объектов.

Согласно Дж. Хатчинсону [15], первая научная публикация, содержащая подробное описание суффозионных проявлений, сформировавшихся в результате присклонового фильтрационного разрушения дисперсных пород (seepage erosion) на территории Великобритании (графство Кент), появилась в конце XVIII в. В наше время во всем

мире сельские жители обычно хорошо осведомлены о присутствии на доступных им территориях поверхностных суффозионных проявлений, но в городах о них быстро забывают, поскольку местные власти стараются их как можно быстрее ликвидировать. В принципе, суффозионные проявления должны во всей возможной полноте обнаруживаться в ходе инженерно-геодезических и инженерно-геологических изысканий, причем для поиска подземных проявлений суффозии необходимо использовать буровые работы, статическое или динамическое зондирование и геофизические методы. До сих пор серьезной проблемой остается генетическая идентификация суффозионных проявлений, которая требует углубленного анализа инженерно-геологической обстановки.

На территории нашей страны условия, необходимые для развития суффозии, распространены очень широко, о чем свидетельствует составленная И.Г. Спиридоновым, В.П. Хоменко и С.В. Егоркиным карта, включенная в СП 115.13330.2016². Иногда суффозионные процессы природного происхождения, приуроченные к незастроенным и малоосвоенным терри-

² СП 115.13330.2016. Геофизика опасных природных воздействий.

Табл. 2. Условия, необходимые для выноса и перемещения пород, разрушенных суффозией

Геолого-геоморфологическая обстановка, обеспечивающая суффозионный вынос			Вид суффозии
Характер рельефа земной поверхности	Структура массива горных пород	Гидрогеологические условия	
Наличие склона	Любая	Разгрузка подземных вод в виде нисходящего источника	Присклоновая
		Разгрузка подземных вод в виде восходящего источника	Псевдовулканическая
Любой	Наличие незакольматированных трещин и полостей	Наличие вертикального восходящего потока подземных вод	Перемещение в трещины и полости пород, разрушенных восходящим потоком
		Наличие вертикального нисходящего потока подземных вод	Перемещение в трещины и полости пород, разрушенных нисходящим потоком
	Наличие закольматированных трещин и полостей	Наличие нисходящего или горизонтального потока подземных вод	Перемещение заполнителя трещин и полостей

ториям, могут сформировать геологические объекты, имеющие эстетическую, научно-познавательную и рекреационную ценность (например, пещеры или озера, возникшие на месте провалов). Однако, несмотря на это, при взаимодействии суффозии со сферой человеческой жизнедеятельности явно доминируют негативные последствия. В результате суффозионного разрушения горных пород ухудшаются их прочностные и деформационные характеристики, а также увеличивается их водопроницаемость. Когда испытывшие суффозионное разрушение породы находятся в зоне взаимодействия с каким-либо инженерным сооружением, это может привести к его деформированию. Намного хуже, если оседание, провал или оползень, вызванные развитием суффозии, внезапно войдут в соприкосновение со строительными конструкциями, не защищенными от такого рода эксцессов. Крайне нежелательны также потери воды из искусственных водотоков и водоемов, связанные с суффозионным разуплотнением дисперсных пород, а также с суффозионным выносом заполнителя трещин и полостей. По оценке А.Л. Рагозина [16], к концу прошлого века на территории России ущерб от развития суффозионных процессов наблюдался в 958 городах, и в настоящее время положение явно не изменилось к лучшему.

Анализ экономического ущерба, наносимого суффозией хозяйственным объектам различного назначения, показал, что в рамках конкретных природно-технических (литотехнических) систем наблюдаются специфические формы взаимодействий между суффозионным процессом и объектом. При этом можно столкнуться с четырьмя ситуациями. В первой наблюдается практически одностороннее воздействие на объект суффозионного процесса, имеющего природное происхождение. Вторая ситуация представляет собой взаимное воздействие друг на друга объекта и суффозионного процесса техногенного происхождения, который представляет собой результат функционирования этого объекта.

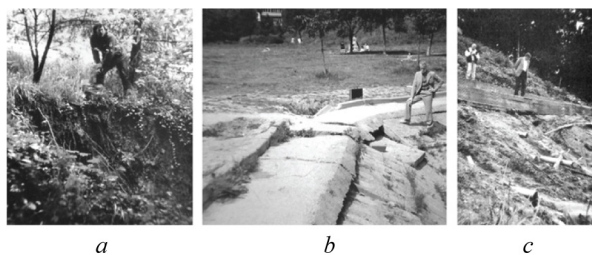


Рис. 3. Примеры активизации суффозии, инициированной мероприятиями по защите от других опасных геологических процессов (фото В.П. Хоменко): *a* — провал, вызванный суффозионным выносом грунта в противооползневую дренажную штольню (г. Сочи, 1988 г.); *b* — суффозионный вынос грунта из-под бетонных плит защитного покрытия берега пруда, сопровождающийся его разрушением (г. Москва, 1992 г.); *c* — присклоновая суффозия, обусловленная низким качеством противооползневой защиты (г. Истра Московской области, 1996 г.)

Третья ситуация похожа на вторую, но с той разницей, что техногенная суффозия является результатом функционирования другого объекта. Наконец, четвертая характеризуется таким воздействием объекта на суффозию, которое не приводит к негативным последствиям ни для него самого, ни для какого-либо другого объекта. Первая ситуация наиболее легко прогнозируется, третья прогнозируется наиболее тяжело, а к четвертой ситуации необходимо стремиться при строительном освоении территорий.

Суффозия способна оказывать негативные воздействия и на окружающую среду. Считается, что последствия таких воздействий не достигают уровня экологического бедствия [17], но вполне могут генерировать чрезвычайные экологические ситуации. Возникающий при этом ущерб связан с обезображиванием ландшафтов, загрязнением подземных и поверхностных вод продуктами суффозионного выноса, уходом воды из естественных и искусственных водотоков и водоемов, фатальными последствиями для биоценозов (в том числе в сельскохозяйственной сфере), со стихийным заполнением бытовым мусором отрицательных форм суффозионного рельефа.

Изучение причин развития суффозионных процессов в некоторых регионах Российской Федерации позволило выявить целый ряд негативных фактов, указывающих на то, что суффозия часто генерируется небрежным исполнением защитных мер, направленных на борьбу с другими опасными для строительства геологическими процессами. Это крайне неблагоприятно сказывается на эксплуатации различных хозяйственных объектов вплоть до возникновения аварийных ситуаций. Наиболее широко распространены подобного рода эксцессы, связанные с противооползневым дренажом (рис. 3, *a*) и с защитой от эрозионного и абразионного разрушения берегов естественных и искусственных водоемов (рис. 3, *b*). Встречаются и другие ситуации. Например, защита от оползня, образовавшегося на склоне холма, на котором расположен Воскресенский Новоиерусалимский монастырь, была выполнена в виде сложной жесткой конструкции, дополненной трубчатым дренажом. Она состоит из двух опирающихся на сваи железобетонных элементов (верхней подпорной стены и нижнего полового упора), соединенных перекрывающими склон металлическими фермами. Через несколько месяцев после ввода в действие этого сооружения в зонах контакта полосового упора и дренажных труб с дисперсными породами, слагающими склон, начала активно развиваться подземная эрозия (рис. 3, *c*).

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Снизить уровень, а иногда и избежать негативных социальных и экологических последствий, связанных с развитием суффозионных процессов, можно за счет применения специальных мер защиты территорий, зданий и сооружений. Противосуффозионная за-

щита, несмотря на крайне редкое употребление этого словосочетания, существует как факт и имеет в нашей стране богатую историю [18]. Для защиты от суффозионных процессов и последствий формирования поверхностных суффозионных проявлений используются разные приемы, иногда направленные на борьбу исключительно с суффозией, а иногда хорошо известные как меры, противодействующие разрушениям, вызываемым другими экзогенными геологическими процессами. Для решения задач противосуффозионной защиты могут использоваться и средства (в основном провоцирующего характера [3]), на первый взгляд для этого не предназначенные.

Всесторонне рассматривая упомянутые выше технические приемы, автор статьи пришел к выводу о целесообразности их систематизации по ряду увязанных между собой качественных признаков выделения разных типов противосуффозионной защиты, которые в отдельных случаях могут быть взаимоисключающими. В качестве таких признаков были выбраны:

- степень вмешательства защитного мероприятия в механизм суффозионного процесса;
- время осуществления защитного мероприятия по отношению к временным рамкам развития суффозионного процесса и строительства защищаемого объекта;
- технологические особенности применения защитных мероприятий.

В результате была создана классификация, представленная в виде табл. 3. Она требует некоторых пояснений. Во-первых, принципиальное отличие пассивных противосуффозионных мероприятий от активных заключается в том, что вторые оказывают прямое воздействие на ход суффозионного процесса, а первые нет. Во-вторых, профилактический характер защиты отличается от оперативного тем, что он подразумевает ее осуществление до начала строительства или эксплуатации защищаемого

объекта (или до начала суффозионного процесса), а не в «пожарном» порядке. Кроме того, в табл. 3 присутствуют сведения, какого рода дополнительная информация (разумеется, помимо получаемой в ходе стандартных инженерно-геологических изысканий) требуется для обоснования выделенных типов противосуффозионной защиты. Ниже дается краткая характеристика каждого из них.

К пассивной противосуффозионной защите (рис. 4) относятся архитектурно-планировочные, конструктивные и контролирующие мероприятия, основные принципы реализации которых применимы при защите от любых других опасных для строительства геологических процессов. Архитектурно-планировочные мероприятия реализуют эскапистский принцип максимального недопущения попадания проектируемых площадных (рис. 4, а) и линейных сооружений в прогнозируемые опасные зоны или выбор своеобразной конфигурации зданий в плане, позволяющей «обтекать» опасные участки. Цель конструктивной защиты заключается в применении такой конструкции строительных объектов или дополнении ее такими элементами, которые не позволят защищаемому объекту деформироваться в случае резких подвижек грунтов, залегающих в его основании. Проектирование такой защиты осуществляется, конечно, с учетом размеров ожидаемых подвижек, например диаметра провала грунта (рис. 4, б). В состав контролирующих мероприятий входят стационарные наблюдения за уровнями и химическим составом подземных вод (рис. 4, с) и за рельефом земной поверхности на участке расположения защищаемого объекта, за подвижками взаимодействующих с ним грунтов, а также за состоянием самого объекта.

Активная противосуффозионная защита (рис. 5) объединяет мероприятия, которые могут провоцировать и предупреждать развитие суффозии и процессов, формирующих поверхностные суффозионные

Табл. 3. Классификация противосуффозионных мероприятий

Типы защитных мероприятий		Характер защиты	Необходимое обоснование (кроме результатов инженерно-геологических изысканий)
Пассивные	Архитектурно-планировочные	Только профилактический	Районирование территории по степени суффозионной опасности
	Конструктивные	Профилактический и оперативный	Прогноз размеров ожидаемых поверхностных суффозионных проявлений
	Контролирующие		Концептуальная модель развития суффозии
Активные	Провоцирующие	Только профилактический	Идентификация суффозионно неустойчивых горных пород
	Предупреждающие		
	Управляющие	Только оперативный	Определение критериев возникновения и развития суффозии
	Препятствующие	Профилактический и оперативный	Оценка возможности негативных побочных эффектов

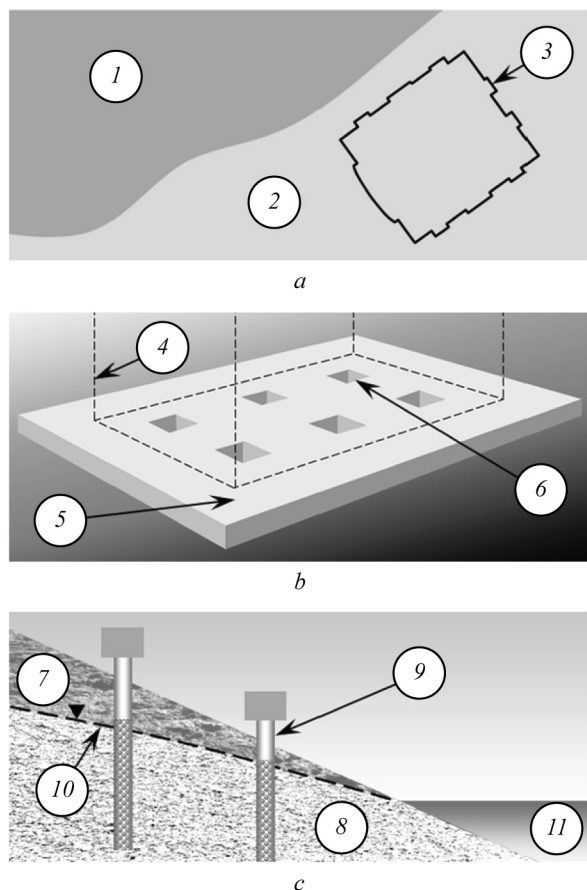


Рис. 4. Схемы, иллюстрирующие принципы осуществления пассивных противосуффозионных мероприятий: *a* — архитектурно-планировочных (на примере оптимального расположения здания); *b* — конструктивных (на примере монолитного железобетонного фундамента); *c* — контролирующих (на примере наблюдений за режимом подземных вод); 1 — участок, опасный с точки зрения возможности развития суффозии; 2 — участок, безопасный с точки зрения возможности развития суффозии; 3 — контур здания в плане; 4 — контур здания в перспективе; 5 — консольные выпуски; 6 — сквозное отверстие, предназначенное для оперативного заполнения провала; 7 — суффозионно устойчивые и (или) суффозионно неустойчивые горные породы; 8 — суффозионно неустойчивые горные породы; 9 — наблюдательная скважина, оснащенная необходимым оборудованием; 10 — уровень грунтовых вод; 11 — водоем

проявления, а также управлять такими процессами и препятствовать их развитию, откуда и вытекают названия этих защитных мер. Провоцирующие противосуффозионные мероприятия применяются крайне редко в связи со сложностью уверенного прогнозирования их конечного исхода. Они сводятся к интенсивному обводнению неводонасыщенных грунтов, к искусственному увеличению скорости фильтрации в водонасыщенных грунтах и к динамическим или ударным (вплоть до взрывных) воздействиям на грунты (рис. 5, *a*). Все это продолжается до тех пор, пока на земной поверхности не возникнет

оседание, провал или оползень. Мероприятия, предупреждающие (и, собственно говоря, исключаящие) появление и развитие суффозионных процессов и процессов, формирующих суффозионные проявления, в большинстве случаев представляют собой не что иное, как выполнение предписаний действующих строительных норм при наличии определенных геологических рисков. Любопытно, что в этих предписаниях не всегда используется термин «суффозия» и производные от него. Самым ярким примером таких решений служит изъятие суффозионно неустойчивых горных пород из сферы их взаимодействия с защищаемым объектом (рис. 5, *b*).

Управление суффозионными процессами предполагает искусственное снижение скорости подземного потока и растворяющей способности фильтрующейся воды. Чаще всего это достигается осушением горных пород (см. рис. 5, *c*), однако в определенных условиях тот же результат можно получить и путем их обводнения, сопровождающегося при необходимости изменением химического состава воды. В перечень препятствующих мероприятий противосуффозионной защиты входят:

- создание барьеров на пути инфильтрации воды в суффозионно неустойчивые горные породы и ее фильтрации в таких породах;
- недопущение накопления атмосферных осадков на земной поверхности;
- каптаж и рассредоточение выходов подземных вод на земную поверхность;
- заполнение (тампонаж) полостей и трещин;
- техническая мелиорация суффозионно-неустойчивых (см. рис. 5, *d*) и вышележащих грунтов.

Необходимо отметить, что осуществление мероприятий, управляющих суффозией и препятствующих ей, требует серьезного обоснования, так как эти мероприятия могут вызвать активизацию других опасных для строительства геологических процессов вблизи защищаемого объекта.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Решение проблем, связанных с предупреждением, минимизацией и ликвидацией негативных социальных и экологических последствий развития суффозионных процессов на городских территориях требуют особого подхода, который очень трудно формализовать³. Разработка четких алгоритмов действий в таких условиях является делом будущего, поскольку здесь приходится сталкиваться с неожиданными и парадоксальными ситуациями [19]. Значительно проще обстоит дело с решением подобного рода проблем при хозяйственном освоении

³ Димухаметов Д.М., Новопоселенских Л.А., Бахарева Н.С. Суффозионные процессы на территориях городов // Современные проблемы науки и образования. 2015. № 2. Ч. 2. URL: <https://science-education.ru/ru/article/view?id=22188>

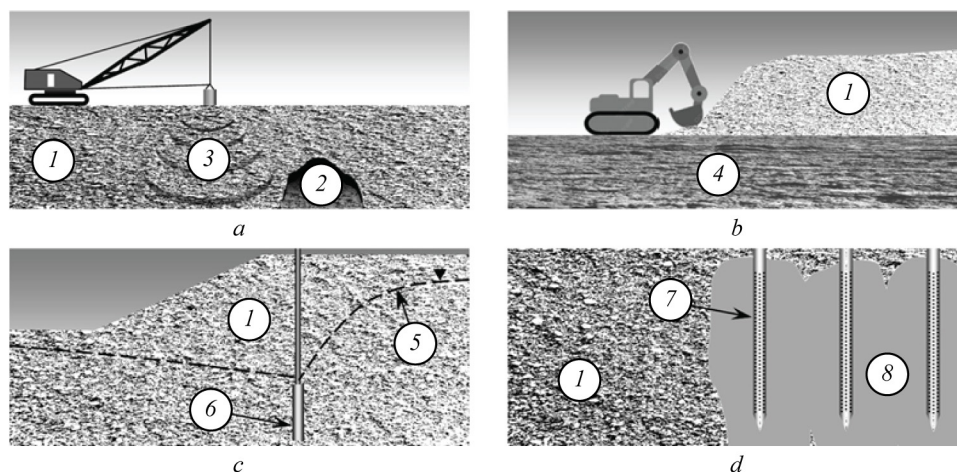


Рис. 5. Схемы, иллюстрирующие принципы осуществления активных противосуффозионных мероприятий: *a* — провоцирующих (на примере динамических воздействий на грунты); *b* — предупреждающих (на примере удаления суффозионно неустойчивых грунтов); *c* — управляющих (на примере вертикального дренажа); *d* — препятствующих (на примере закрепления грунтов): 1 — суффозионно неустойчивые горные породы; 2 — суффозионная полость; 3 — ударные волны; 4 — суффозионно устойчивые и (или) суффозионно неустойчивые горные породы; 5 — уровень грунтовых вод; 6 — иглофильтр; 7 — иньектор; 8 — закрепленный грунт

незастроенных территорий. В этом случае целесообразно действовать следующим образом.

На первом этапе после ознакомления с почерпнутой из разных источников информацией, а возможно, и в результате некоторого рекогносцировочного обследования местности, следует сделать вывод о присутствии на осваиваемой территории суффозионных проявлений. Здесь наибольшую сложность представляет их генетическая идентификация, уверенно подтвердить которую можно будет только на следующем этапе. Основным итогом первого этапа должен стать вывод о целесообразности сохранения, а возможно, и обустройства каких-либо суффозионных проявлений в качестве ценных природных объектов, либо их полной ликвидации при планировке территории. Для этого могут понадобиться инженерно-экологические изыскания.

Второй этап подразумевает осуществление инженерно-геологических изысканий и разработку на основе их результатов концептуальной модели развития суффозии, протекающего в рамках создаваемой природно-технической (литотехнической) системы. На этом этапе осуществляется рациональный научно-обоснованный выбор мероприятий противосуффозионной защиты, после чего могут понадобиться дополнительные исследования (рай-

онирование осваиваемой территории по степени суффозионной опасности, прогноз формирования суффозионных проявлений, идентификация и изучение состава и свойств суффозионно неустойчивых грунтов и др.). В конечном счете, должны быть даны четкие рекомендации по применению противосуффозионных защитных мероприятий до хозяйственного освоения территории, в ходе строительства и в ходе эксплуатации проектируемых объектов с учетом реальной необходимости. Очевидно, это потребует определенных экономических оценок.

Содержанием третьего (завершающего) этапа должны явиться:

- строительство проектируемых хозяйственных объектов, предваряемое или сопровождаемое осуществлением выбранных мер противосуффозионной защиты;
- мониторинг состояния этих хозяйственных объектов и окружающей среды;
- корректировка принятых инженерных решений, если возникнет такая необходимость.

В этом случае будут минимизированы или даже исключены предполагаемые негативные последствия развития суффозии, а возможно, и достигнуты определенные позитивные результаты в области ландшафтного дизайна.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. *Истомина В.С.* Фильтрационная устойчивость грунтов. М. : Госстройиздат, 1957. 295 с.
2. *Ломтадзе В.Д.* Инженерная геология. Инженерная геодинамика. Л. : Недра, 1977. 479 с.
3. *Хоменко В.П.* Закономерности и прогноз суффозионных процессов. М. : ГЕОС, 2003. 216 с.

4. *Павлов А.П.* О рельефе равнин и его изменениях под влиянием работы подземных и поверхностных вод // *Землеведение*. 1898. Т. 5. Кн. 3–4. С. 91–147.
5. *Skempton A.W.* Landmarks in early soil mechanics // *The measurement, selection, and use of design*

parameters in geotechnical engineering : Proceedings of 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, UK, September 1979. Vol. 5. London : British Geotechnical Society, 1979. Pp. 1–26.

6. Engemoen W.O., Redlinger C.G. Internal erosion incidents at Bureau of Reclamation dams // Managing our Water Retention Systems: Proceedings of 29th USSD Annual Meeting and Conference, Nashville, TN, April 20–24, 2009. Denver, CO : U.S. Society on Dams, 2009. Pp. 731–745.

7. Суздалева А.Л., Слесарев М.Ю., Яковлева И.Ю. Опасные геологические процессы на участках объектов незавершенного строительства // Вестник МГСУ. 2003. Т. 18. Вып. 10. С. 1599–1607. DOI: 10.22227/1997-0935.2023.10.1599-1607

8. Nahlieli A., Svoray T., Argaman E. Piping formation and distribution in the semi-arid Northern Negev environment: A new conceptual model // Catena. 2022. Vol. 213. Article No 106201. DOI: 10.1016/j.catena.2022.106201

9. Kariminejad N., Sepehr A., Poesen J., Hasanli A. Combining UAV remote sensing and pedological analyses to better understand soil piping erosion // Geoderma. 2023. Vol. 429. Article No 116267. DOI: 10.1016/j.geoderma.2022.116267

10. Chibuogwu I.U., Ugwu G.Z. Exploring tunnel erosion susceptibility in Southern Nigeria, using direct current geophysical techniques // African Journal of Environment and Natural Science Research. 2023. Vol. 6. Issue 3. Pp. 67–87. DOI: 10.52589/AJENSRRDDBGL2HW

11. Bernatek-Jakiel A., Nadal-Romero E. Can soil piping impact environment and society? Identifying new research gaps // Earth Surface Processes and Landforms. 2022. Vol. 48. Issue 1. Pp. 72–86. DOI: 10.1002/esp.5431

12. Dastpak P., Sousa R.L., Dias D. Soil erosion due to defective pipes: a hidden hazard beneath our feet // Sustainability. 2023. Vol. 15. Article No. 8931. DOI: 10.3390/su15118931

13. Kurniawan A., Mc. Kenzie J., Putri J.A. General dictionary of geology. Yogyakarta : Department of Environmental Geography. Gadjah Mada University, 2009. 60 p.

14. Encyclopedia of Geomorphology. Vol. 1 and 2. Edited by A.S. Goudie. London : Routledge Taylor & Francis Group, 2004. 1201 p.

15. Hutchinson J.N. Damage to slopes produced by seepage erosion in sands // Landslides and mudflows: Reports of Alma Ata International Seminar, October 1981. M. : Centre of International Projects, GKNT, 1982. Pp. 250–265.

16. Рагозин А.Л. Концепция допустимого риска и строительное освоение территорий развития опасных природных и техноприродных процессов // Проект. 1993. № 5–6. С. 250–253.

17. Трофимов В.Т., Красилов Н.С. Геодинамические критерии оценки состояния эколого-геологических условий // Геоэкология. Инженерная геология. Гидрогеология. Геокриология. 2000. № 3. С. 257–263.

18. Хоменко В.П. Противокарстовая и противо-суффозионная защита в России: история и современность // Вестник МГСУ. 2018. Т. 13. Вып. 4 (115). С. 231–238.

19. Кашиперюк П.И., Москалев Д.С., Хоменко В.П. Водопонижение как ведущий фактор развития суффозии при строительстве фундаментов глубокого заложения // Геоэкология. Инженерная геология. Гидрогеология. Геокриология. 2023. № 4. С. 18–28. DOI: 10.31857/S0869780923030049

Поступила в редакцию 27 ноября 2023 г.

Принята в доработанном виде 3 декабря 2023 г.

Одобрена для публикации 4 декабря 2023 г.

ОБ АВТОРЕ: **Виктор Петрович Хоменко** — доктор геолого-минералогических наук, профессор кафедры инженерных изысканий и геоэкологии, старший научный сотрудник; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; khomenko_geol@mail.ru.

INTRODUCTION

In modern Russia the term “suffosion” is understood in different ways. Some believe that suffosion is just a free transport of small particles of unbound dispersed rocks between their larger particles by filtration flow [1]. Others call suffosion only the hydraulic failures and underground erosion of soils with the subsequent removal of the broken material into some free

space [2]. Both listed points of view reject the concept of “chemical suffosion”. In recent decades, a very broad interpretation of the term “suffosion” has become more and more widespread in our country, according to which this process is the destruction and removal by groundwater flow of individual components and large masses of soils and cemented clastic rocks, including those composing the structural elements of rock masses [3]. It is this definition of the concept of “suffosion”

that was included in some construction standards, for example¹.

In the Russian Empire, the term “suffosion” was introduced in 1898 by the outstanding geologist A.P. Pavlov [4]. It is based on the figurative Latin word “suffosio”, which translates into Russian as “undermining”. The article by A.P. Pavlov does not contain a definition of the term “suffosio”, but it gives a description of this process, from which it follows that the term is understood very broadly. Unfortunately, later the concept of “suffosion” was reinterpreted by other researchers in the direction of limiting its scope. At the same time, in 1898 in the British Empire another significant fact took place: the disaster at the Narora dam, built on the Ganges River, under the flutbet of which the development of suffosion (piping) started. Scientific researches of J. Clibborn and practical steps implemented by J.S. Beresford made it possible to predict the destruction of this hydraulic structure at the last moment and avoid human casualties [5]. The restoration of the dam was accompanied by the application of antisuffosion protective measures.

At the same time, the greatest social and environmental damage ever caused by suffosion is also directly related to hydraulic engineering [6]. The catastrophe that caused 11 deaths occurred in 1976 in the USA (Idaho) and was associated with the failure of the Teton dam.

¹ CP 116.13330.2012. Engineering protection of territories, buildings and structures from dangerous geological processes. Basic provisions.



Fig. 1. A building and a street carriageway destroyed by a suffusion collapse sink formed as a result of hydraulic failure of water-saturated sands and their removal into a tunnel under construction (Moscow, 1998). Photo by V.P. Khomenko

When the reservoir began to be filled for the first time, internal erosion of the dam core, composed of loess rocks, began in the zone of their contact with the rock base. The economic damage was estimated at almost half a million dollars.

However, suffosion (if this term is understood broadly) can cause damage not only to the objects of hydraulic engineering, but also to other types of construction, as well as to the environment, and the intensity of such incidents is clearly increasing recently. Tangible negative social and environmental consequences of the development of suffosion of both natural and man-made origin are observed in Russia [7] and in other

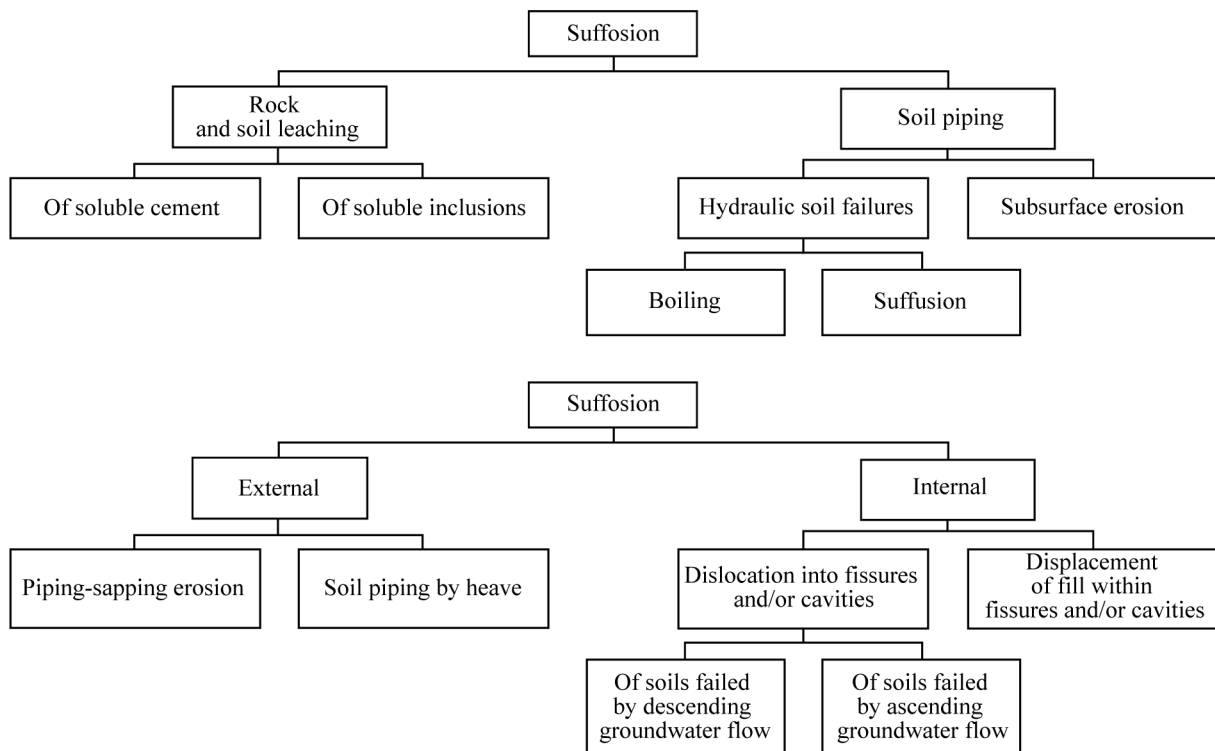


Fig. 2. Classification of suffosion proposed by V.P. Khomenko [3]: by the nature of soil and rock destroyed soils (top) and by the conditions of removal and displacement of destroyed soils and rocks (bottom)

Table 1. Suffosion prone soils and rocks

Suffosion prone soils and rocks			Type of suffosion
Fissured clastic sedimentary rocks with soluble cement			Rock leaching of soluble cement
Soils	Cohesive and cohesionless	Permeable saline	Soil leaching of soluble inclusions
		Any	Subsurface erosion
	Cohesionless	Any	Boiling
		Gap-graded	Suffusion

countries, and located on different continents, for example, in Israel [8], in Iran [9], in Nigeria [10], in Poland and Spain [11], in the United States [12]. Of course, this requires the application of certain measures to prevent and even exclude the development of suffosion processes, but the ideas about such measures and their necessary justification are not systematized anywhere in the world. In our country, normative documents still do not contain the concept of “antisuffosion protection”, although similar phrases are used in relation to other geological processes dangerous for construction.

MATERIALS AND METHODS

The study of suffosion processes has been carried out by the author of this article since 1975 and continues up to the present, with the greatest social damage caused by suffosion and not related to hydraulic engineering construction observed by him at the end of the last century (Fig. 1). The broad understanding of the term “suffosion” necessitates the classification of this geological process hazardous to construction, primarily as shown in Fig. 2. This, in particular, is required to concretize the concept of “suffosion-unstable rocks (soils)” (Table 1), which used to be applied exclusively to cohesionless gap-graded soils. There is also a need for a clear idea of the conditions under which suffosion outflow and transit can take place (Table 2). It should be noted that in English the term “chemical suffosion” corresponds to the term “leaching” [13], and the term “mechanical suffosion” with some reservations

corresponds to the term “soil piping” [14]. In addition, in different countries of the world, near-slope mechanical suffosion is often referred to as “internal erosion”, “subsurface erosion”, and “tunnel erosion”.

The development of suffosion leads to the formation of underground and surface suffosion manifestations. The former are structural elements of the rock massif. These may be some areas of destructed rocks and unconsolidated soils (with clear or blurred boundaries), quicksand bodies, as well as cavities of various configurations. Surface suffosion manifestations include pseudovolcanoes (most often representing so-called sand volcanoes), niches (sometimes reaching the size of caves) with accumulative “plumes”, landslides, collapse sinks, subsidence and swallow holes. All these landforms, with few exceptions, are formed not only and not so much due to suffosion, but also due to other geological processes, which include gravitational slope processes, as well as collapse, flow, deflection and compaction of soils and rocks. Surface suffosion manifestations can be formed not only on the earth surface, but also under the footings of foundations of various construction objects.

According to J. Hutchinson [15], the first scientific publication containing a detailed description of suffosion manifestations formed as a result of near-slope filtration destruction of dispersed rocks (seepage erosion) on the territory of Great Britain (Kent County) appeared in the late 18th century. Nowadays, all over the world, rural residents are usually well aware of the presence

Table 2. Necessary conditions to dislocate soils and rocks during and after suffosional failure

Geomorphic and geological features securing dislocation of soils and rocks during and after suffosional failure			Type of suffosion
Topographic features	Subsurface geological features	Hydrogeological conditions	
Presence of slope	Any	Groundwater discharge as depression or contact spring	Piping/sapping erosion
		Groundwater discharge as artesian spring	Soil piping by heave
Any	Presence of unfilled fissures and/or cavities	Ascending groundwater flow	Dislocation into fissures and/or cavities of soils failed by ascending groundwater flow
		Descending groundwater flow	Dislocation into fissures and/or cavities of soils failed by descending groundwater flow
	Presence of filled fissures and/or cavities	Descending or horizontal groundwater flow	Displacement of fill within fissures and/or cavities

of surface suffosion in the areas accessible to them, but in urban areas they are quickly forgotten, as local authorities try to eliminate them as quickly as possible. In principle, suffosion manifestations should be detected to the fullest extent possible in the course of site investigations, and drilling, penetration tests and geophysical methods should be used to search for underground manifestations of suffosion. Genetic identification of suffosion manifestations is still a serious problem, which requires an in-depth analysis of the engineering-geological situation.

On the territory of our country, the conditions necessary for the development of suffosion are very widespread, as evidenced by the map compiled by I.G. Spiridonov, V.P. Khomenko and S.V. Egorkin, included in CP 115.13330.2016². Sometimes suffosion processes of natural origin confined to undeveloped and underdeveloped areas can form geological objects of aesthetic, scientific, cognitive and recreational value (e.g., caves or lakes formed on the site of collapse sinks). However, despite this, negative consequences clearly dominate in the interaction of suffosion with the sphere of human activity. Suffosional failure of soils and rocks results in a deterioration of their strength and deformation characteristics, as well as an increase in their water permeability. When suffosionally destructed soils and rocks are in the zone of interaction with an engineering structure, it can lead to its deformation. It is much worse if subsidence, collapse sink or landslide caused by the development of suffosion suddenly comes into contact with building structures that are not protected against such excesses. Water losses from artificial watercourses and reservoirs associated with suffosional decompaction of soils and rocks as well as with suffosional removal of crack and cavity filler are also extremely undesirable. According to A.L. Ragozin [16], by the end of the last century, the damage from the development of suffosion processes in Russia was observed in 958 cities, and at present the situation has clearly not changed for the better.

The analysis of economic damage caused by suffosion to economic objects of various purposes has shown that within the framework of specific natural-technical (lithotechnical) systems, specific forms of interactions between the suffosion process and the object are observed. Four situations can be encountered. In the first situation, there is a practically one-sided impact of the natural origin suffosion process on the object. The second situation is a mutual influence on each other of the object and the suffosion process of anthropogenic origin, which is the result of the functioning of this object. The third situation is similar to the second, but with the difference that the technogenic suffosion is the result of the functioning of another object. Finally, the fourth situation is characterized by the impact of the object

on the suffosion, which does not result in negative consequences either for itself or for any other object. The first situation is the easiest to predict, the third situation is the most difficult to predict, and the fourth situation should be strived for in the construction development of territories.

Suffosion can also have negative impacts on the environment. It is considered that the consequences of such impacts do not reach the level of ecological disaster [17], but may well generate environmental emergencies. The resulting damage is associated with the disfigurement of landscapes, with the pollution of ground and surface waters with the products of suffosion outflow, with the loss of water from natural and artificial watercourses and reservoirs, with fatal consequences for biocenoses (including in the agricultural sphere), with the spontaneous filling of negative forms of suffosion relief with household rubbish.

The study of the causes of the development of suffosion processes in some regions of the Russian Federation has revealed a number of negative facts indicating that suffosion is often generated by careless implementation of protective measures aimed at combating other geological processes dangerous for construction. This has an extremely unfavourable effect on the operation of various economic facilities up, even leading to emergency situations. The most widespread such excesses are related to landslide drainage (Fig. 3, *a*) and protection from erosion and abrasion destruction of natural and artificial water bodies' banks (Fig. 3, *b*). Other situations are also encountered. For example, protection against a landslide formed on the slope of the hill on which the Resurrection New Jerusalem Monastery is located was made in the form of a complex rigid structure supplemented by a tubular drainage. It consists of two pile-supported reinforced concrete elements (an upper retaining wall and a lower strip stop) connected by metal trusses spanning the slope. A few months after the commissioning of this structure, subsurface erosion started to develop actively in the contact zones

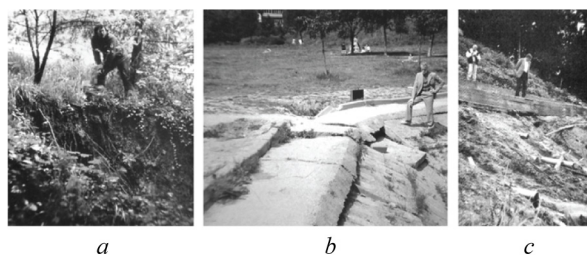


Fig. 3. Examples of suffosion activation initiated by measures on protection from other dangerous geological processes (photo by V.P. Khomenko): *a* — collapse sink caused by suffosion soil removal into landslide-proof drainage adit (Sochi, 1988); *b* — suffosion soil removal from under concrete slabs of the pond bank protection cover accompanied by its destruction (Moscow, 1992); *c* — slope suffosion caused by poor quality of landslide protection (Istra, Moscow region, 1996)

² CP 115.13330.2016. Geophysics of hazardous natural impacts.

Table 3. Classification of anti-suffosion protection measures

Type of protection		Realization time in relation to protecting object creation	Necessary substantiation (except results of geological site investigation)
Passive	Planning	Only before	Zonation of territory by degree of suffosion danger
	Constructional	Before or after	Forecast of on-surface suffusion manifestations size
	Controlling		Concept of suffusion development
Active	Provoking	Only before	Identification of suffusion prone soils and rocks
	Preventive		Determination of suffusion arising and/or development criteria
	Operative	Only after	Assessment of possible adverse accessory effects
	Barrier	Before or after	

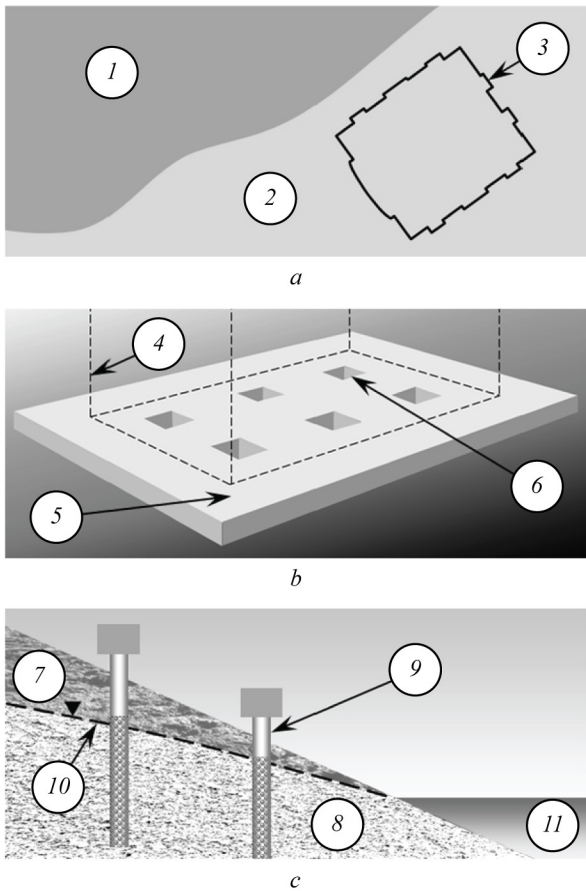


Fig. 4. Schemes illustrating the principles of passive anti-suffosion measures: *a* — planning (on the example of optimal building location); *b* — constructional (on the example of monolithic reinforced concrete foundation); *c* — controlling (on the example of groundwater regime observation); 1 — site dangerous from the point of view of the possibility of suffosion development; 2 — site safe from the point of view of the possibility of suffosion development; 3 — building contour in plan; 4 — building contour in perspective; 5 — cantilever outlets; 6 — through hole intended for operational filling of the collapse sink; 7 — suffosion-resistant and (or) suffosion-unstable rocks; 8 — suffosion-unstable rocks; 9 — observation well with necessary equipment; 10 — groundwater level; 11 — water body

of the strip stop and drainage pipes with soils composing the slope (Fig. 3, *c*).

RESEARCH RESULTS

It is possible to reduce the level and sometimes to avoid negative social and environmental consequences associated with the development of suffosion processes by applying special protection measures for territories, buildings and structures. Anti-suffosion protection, despite the extremely rare use of this word combination, exists as a fact and has a rich history in our country [18]. To protect against suffosion processes and the consequences of the formation of surface suffosion manifestations, different techniques are used, sometimes aimed at combating only suffosion, and sometimes well known as measures counteracting the destruction caused by other exogenous geological processes. To solve the problems of antisuffosion defence, the means (mainly of provoking character [3]), seemingly not intended for this purpose, can also be used.

Comprehensively reviewing the above-mentioned technical methods, the author of the article came to the conclusion that it is advisable to systematize them according to a number of interrelated qualitative features of different types of antisuffosion protection, which in some cases may be mutually exclusive. As such attributes were chosen:

- the degree of intervention of the protective measure in the mechanism of the suffosion process;
- the time of implementation of the protective measure in relation to the time frame of the development of the suffosion process and the construction of the protected object;
- the technological features of the application of protective measures.

As a result, a classification was created, presented in the form of Table 3. It requires some explanations. Firstly, the principal difference between passive anti-suffosion measures and active ones is that the latter have a direct impact on the course of the suffosion process, while the former do not. Secondly, the preventive nature of protection differs from the operational one in that

it implies its implementation before the construction or operation of the protected object (or before the onset of the suffosion process), and not in a “fire” order. In addition, Table 3 provides information on the type of additional information required (beyond that obtained from standard geotechnical surveys, of course) to justify the types of suffosion protection identified. Each of these is summarized below.

Passive antisuffosion protection (Fig. 4) includes planning, constructional and control ling measures, the basic principles of implementation of which are applicable to protection from any other geological processes dangerous for construction. Planning measures realize the escapist principle of maximum avoidance of projected area (Fig. 4, *a*) and linear structures to get into the predicted hazardous zones or selection of a peculiar configuration of buildings in the plan, allowing to “streamline” the hazardous areas. The purpose of constructional protection is to apply such a design of construction objects or to supplement it with such elements that will not allow the protected object to deform in case of sudden movements of the soils underlying it. The design of such protection is carried out, of course, taking into account the size of the expected movements, for example, the diameter of the collapse sink (Fig. 4, *b*). The control ling measures include stationary observations of groundwater levels and chemical composition (Fig. 4, *c*) and the relief of the ground surface at the site of the protected object, the movement of soils interacting with it, as well as the condition of the object itself.

Active antisuffosion protection (Fig. 5) combines measures that can provoke and prevent the development of suffosion and processes forming surface suffosion manifestations, as well as operate and made barrier the development of such processes, hence the names of these protective measures. Provoking antisuffosion measures are rarely used due to the difficulty of confi-

dently predicting their final outcome. They are reduced to intensive watering of un saturated soils, to artificial increase of filtration rate in saturated soils and to dynamic or percussive (up to explosive) impacts on soils (Fig. 5, *a*). All this continues until subsidence, collapse sink or landslide occurs on the ground surface. The measures preventing (and, in fact, excluding) the appearance and development of suffosion processes and processes forming suffosion manifestations, in most cases represent nothing more than the fulfilment of the prescriptions of the current construction norms in the presence of certain geological risks. Interestingly, these regulations do not always use the term “suffosion” and its derivatives. The most striking example of such solutions is the removal of suffosionally unstable rocks from zones of their interaction with the protected object (Fig. 5, *b*).

Suffosion process management (or operative measures) implies artificial reduction of underground flow velocity and dissolving capacity of moving water. Most often this is achieved by dewatering the soils and rocks (Fig. 5, *c*), but under certain conditions the same result can be obtained by watering them, accompanied, if necessary, by changing chemical composition of the water. The list of barrier measures of antisuffosion protection includes:

- creation of barriers on the way of water infiltration into suffosion-unstable soils and rocks and its filtration in such soils and rocks;
- prevention of atmospheric precipitation accumulation on the earth surface;
- dripping and dispersal of groundwater outlets on the earth surface;
- filling (tamponage) of cavities and cracks;
- technical reclamation (in particular grouting) of suffosion-unstable (Fig. 5, *d*) and overlying soils.

It should be noted that implementation of operative and barrier antisuffosion measures requires serious

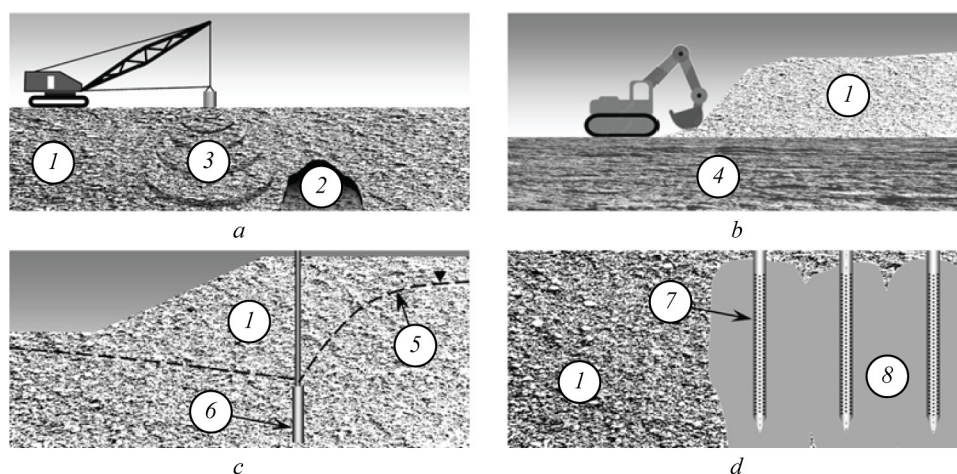


Fig. 5. Schemes illustrating the principles of active antisuffosion measures: *a* — provoking (by the example of dynamic impacts on soils); *b* — preventive (by the example of removal of suffosion unstable soils); *c* — operative (by the example of vertical drainage); *d* — barrier (by the example of soil consolidation); 1 — suffosion unstable rocks; 2 — suffosion cavity; 3 — shock waves; 4 — suffosion stable and (or) suffosion unstable rocks; 5 — groundwater level; 6 — wellpoint; 7 — injector; 8 — stabilized soil

justification, as these measures may cause activation of other geological processes dangerous for construction in the vicinity of the protected object.

CONCLUSION AND DISCUSSION

Solving problems related to the prevention, minimization and elimination of negative social and environmental consequences of the development of suffosion processes in urban areas requires a special approach, which is very difficult to formalize³. The development of clear algorithms of actions in such conditions is a matter of the future, because here we have to face unexpected and paradoxical situations [19]. It is much easier to solve such problems in the economic development of undeveloped territories. In this case, it is advisable to proceed as follows.

At the first stage, after familiarization with the information obtained from various sources, and possibly also as a result of some reconnaissance survey of the area, a conclusion should be made about the presence of suffosion occurrences in the territory to be developed. Here the greatest difficulty is their genetic identification, which can be confidently confirmed only at the next stage. The main outcome of the first stage should be a conclusion on the expediency of preservation and possibly development of any suffosion mani-

festations as valuable natural objects, or their complete elimination in the course of territory planning. This may require environmental surveys.

The second stage involves site investigations and development of a conceptual model of suffosion development within the framework of the created natural-technical (lithotechnical) system based on their results. At this stage, a rational scientifically-based choice of antisuffosion protection measures is made, after which additional research may be required (zoning of the territory under development by the degree of suffosion hazard, forecast of the formation of suffosion manifestations, identification and study of the composition and properties of soils unstable by suffosion, etc.). Ultimately, clear recommendations should be given on the application of antisuffosion protective measures before the economic development of the territory, during construction and during the operation of designed facilities, taking into account the real need. Obviously, this will require certain economic assessments.

The content of the third (final) stage should be:

- construction of the designed economic objects, preceded or accompanied by implementation of the selected measures of antisuffosion protection;
- monitoring of the condition of these economic objects and the environment;
- adjustment of the adopted engineering solutions, if necessary.

In this case, the expected negative consequences of suffosion development will be minimized or even eliminated, and, possibly, certain positive results in the field of landscape design will be achieved.

³ Dimukhametov D.M., Novoposelenskikh L.A., Bakhareva N.S. Suffosion processes in urban areas. *Modern problems of science and education*. 2015; 2:2. URL: <https://science-education.ru/ru/article/view?id=22188>

REFERENCES

1. Istomina V.S. *Filtration stability of soils*. Moscow, Gosstroyizdat Publ., 1957; 295. (rus.).
2. Lomtatze V.D. *Engineering geology. Engineering geodynamics*. Leningrad, Nedra Publ., 1977; 479. (rus.).
3. Khomenko V.P. *Regularities and forecasting of suffosion*. Moscow, GEOS Publ., 2003; 216. (rus.).
4. Pavlov A.P. About plains' relief and its changes by influence of ground and surface waters' work. *Zemlevedeniye/Earth Sciences*. 1898; 5(3-4):91-147. (rus.).
5. Skempton A.W. Landmarks in early soil mechanics. *The measurement, selection, and use of design parameters in geotechnical engineering : Proceedings of 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Brighton, UK, September 1979. London, British Geotechnical Society, 1979; 5:1-26.
6. Engemoen W.O., Redlinger C.G. Internal erosion incidents at Bureau of Reclamation dams. *Managing our Water Retention Systems: Proceedings of 29th USSD Annual Meeting and Conference*. Nashville, TN, April 20–24, 2009. Denver, CO : U.S. Society on Dams, 2009; 731-745.
7. Suzdaleva A.L., Slesarev M.Y., Yakovleva I.Y. Hazardous geological processes at incomplete construction sites. *Vestnik MGSU [Proceedings of the Moscow State University of Civil Engineering]*. 2003; 18(10):1599-1607. DOI: 10.22227/1997-0935.2023.10.1599-1607 (rus.).
8. Nahlieli A., Svoray T., Argaman E. Piping formation and distribution in the semi-arid Northern Negev environment: A new conceptual model. *Catena*. 2022; 213:106201. DOI: 10.1016/j.catena.2022.106201
9. Kariminejad N., Sepehr A., Poesen J., Hassanli A. Combining UAV remote sensing and pedological analyses to better understand soil piping erosion. *Geoderma*. 2023; 429:116267. DOI: 10.1016/j.geoderma.2022.116267
10. Chibuogwu I.U., Ugwu G.Z. Exploring tunnel erosion susceptibility in Southern Nigeria, using direct current geophysical techniques. *African Journal of Environment and Natural Science Research*. 2023; 6(3):67-87. DOI: 10.52589/AJENS-RDBGL2HW

11. Bernatek-Jakiel A., Nadal-Romero E. Can soil piping impact environment and society? Identifying new research gaps. *Earth Surface Processes and Landforms*. 2022; 48(1):72-86. DOI: 10.1002/esp.5431
12. Dastpak P., Sousa R.L., Dias D. Soil erosion due to defective pipes: a hidden hazard beneath our feet. *Sustainability*. 2023; 15:8931. DOI: 10.3390/su15118931
13. Kurniawan A., Mc. Kenzie J., Putri J.A. General Dictionary of Geology. Yogyakarta: Department of Environmental Geography. Gadjah Mada University. 2009; 60.
14. *Encyclopedia of Geomorphology*. Vol. 1 and 2. Edited by A.S. Goudie. London, Routledge Taylor & Francis Group, 2004; 1201.
15. Hutchinson J.N. Damage to slopes produced by seepage erosion in sands. *Landslides and mudflows: Reports of Alma Ata International Seminar, October 1981*. Moscow, Centre of International Projects, GKNT, 1982; 250-265.
16. Ragozin A.L. The concept of permissible risk and civil engineering at territories with development of hazardous natural and man-made processes. *Project*. 1993; 5-6:250-253. (rus.).
17. Trofimov V.T., Krasilova N.S. Geodynamic criteria of the assessment of environmental and geological conditions. *Environmental geoscience. Engineering geology. Hydrogeology. Geocryology*. 2000; 3:257-263. (rus.).
18. Khomenko V.P. Antikarst and antisuffosion protection in Russia: history and present situation. *Vestnik MGSU* [Proceedings of the Moscow State University of Civil Engineering]. 2018; 13(4):231-238. (rus.).
19. Kashperuk P.I., Moskalev D.S., Khomenko V.P. Dewatering as a leading factor in the development of suffusion upon the construction of deep foundations. *Environmental geoscience. Engineering geology. Hydrogeology. Geocryology*. 2023; 4:18-28. DOI: 10.31857/S0869780923030049 (rus.).

Received November 27, 2023.

Adopted in revised form on December 3, 2023.

Approved for publication on December 4, 2023.

B I O N O T E S : **Victor P. Khomenko** — Doctor of geological and mineralogical sciences, Senior researcher, Professor, Department of Engineering Surveying and Environmental Geology; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; khomenko_geol@mail.ru.

Анализ методов идентификации и ранжирование рисков на жизненном цикле АЭС

Мохаммад Альшрайдех, Игорь Анатольевич Енговатов,
Андрей Александрович Морозенко

Национальный исследовательский Московский государственный строительный
университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. На всех стадиях жизненного цикла атомных электростанций («Размещение», «Проектирование», «Сооружение», «Эксплуатация» и «Выход из эксплуатации»), существует большое количество различных рисков, влияющих на безопасность, сроки и стоимость работ при их реализации. Для проектов атомных электростанций (АЭС) на стадиях жизненного цикла существует множество неопределенностей, которые трансформируются в проектные риски, такие как технологические, финансовые, а также риски, связанные с циклом радиоактивных отходов и другие. Управление рисками необходимо для успешной реализации проектов атомных электростанций.

Материалы и методы. Приводится анализ рисков на жизненном цикле АЭС несколькими методами: матрица оценки рисков и метод Парето. Идентификация и оценка рисков выполнены методом экспертной оценки и с использованием научной литературы.

Результаты. По результатам проведенного анализа выявлены и описаны преимущества и недостатки методов многокритериального анализа применительно к объектам АЭС. Для более глубокого анализа рисков на основе данных, полученных в результате экспертной оценки, предложен метод распределения взвешенности риска по факторам, а также представлены графические изображения анализа влияния выявленных рисков по стадиям жизненного цикла АЭС.

Выводы. Основная цель управления рисками состоит в снижении базовых показателей, таких как стоимость, сроки и долговечность при безусловном обеспечении безопасности на всех стадиях жизненного цикла.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: идентификация рисков, управление рисками, реестр рисков, анализ рисков, риски на стадиях жизненного цикла АЭС, метод Парето, метод экспертной оценки рисков

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Мохаммад Альшрайдех, Енговатов И.А., Морозенко А.А. Анализ методов идентификации и ранжирование рисков на жизненном цикле АЭС // Строительство: наука и образование. 2023. Т. 13. Вып. 4. Ст. 9. URL: <http://ns-o-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.9

Автор, ответственный за переписку: Игорь Анатольевич Енговатов, eng46@mail.ru.

Analysing methods of risk identification and ranking in the life cycle of nuclear power plants

Mohammad Alshraideh, Igor A. Engovatov, Andrey A. Morozenko

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU);
Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. At all stages of the life cycle of nuclear power plants ("Deployment", "Design", "Construction", "Operation" and "Decommissioning"), there are a large number of different risks affecting the safety, schedule and cost of their realization. For nuclear power plant (NPP) projects at the life cycle stages there are many uncertainties that are transformed into project risks such as technological, financial, and radioactive waste cycle risks and others. Risk management is necessary for successful implementation of nuclear power plant projects.

Materials and methods. The article analyses risks in the NPP life cycle by several methods: risk assessment matrix and Pareto method. Identification and assessment of risks are carried out by the method of expert evaluation and with the use of scientific literature.

Results. Based on the results of the analysis, advantages and disadvantages of multi-criteria analysis methods with respect to NPP facilities are identified and described. For more in-depth risk analysis on the basis of the data obtained as a result of expert evaluation, the method of risk weighting distribution by factors is proposed, and graphical representations of analyzing the influence of identified risks by stages of NPP life cycle are presented.

Conclusions. The main objective of risk management is to reduce baselines such as cost, time and durability while unconditionally ensuring safety at all stages of the life cycle.

KEYWORDS: risk identification, risk management, risk register, risk analysis, risks at NPP life cycle stages, Pareto method, method of expert risk assessment

FOR CITATION: Mohammad Alshraideh, Engovatov I.A., Morozenko A.A. Analysing methods of risk identification and ranking in the life cycle of nuclear power plants. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2023; 13(4):9. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.9

Corresponding author: Igor A. Engovatov, eng46@mail.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Согласно принятому определению, риск — это сочетание вероятности и последствий наступления неблагоприятных событий.

Неопределенность относительно того, что произойдет в ближайшем или отдаленном будущем, считается риском сама по себе. Неопределенностью можно считать отсутствие информации, необходимой для учета всех факторов, влияющих на жизненный цикл проекта АЭС. Схема управления рисками представлена на рис. 1.

Первым шагом в управлении рисками является выявление всех возможных рисков событий или идентификация [1]. Целью идентификации рисков является раннее и непрерывное выявление событий, которые могут оказать негативное влияние на достижение целей проекта [2]. Причины возникновения рисков событий могут быть как внешними, так и внутренними. Процесс идентификации рисков, влияющих на жизненный цикл атомных электростанций, начиная со стадии «Размещения» до стадии «Вывод из эксплуатации» и управления ими, является сложным и длительным, поскольку непрерывно продолжается более восьмидесяти лет. В данной статье идентифицированы наиболее значительные риски, оказывающие влияние на жизненный цикл АЭС. Данные об идентифицированных рисках заносятся в реестр рисков.

Обзор литературы

В России в 2011 г. был издан ГОСТ Р ИСО/МЭК 31010–2011¹, который идентичен международному стандарту². В стандарте содержится 31 метод оценки рисков. Также в документе приведено описание факторов, влияющих на выбор метода оценки риска. Большинство методов позволяют получить количественные оценки рисков [3]. Тем не менее в научной литературе не так много исследований, в которых глубоко изучаются факторы, лежащие в основе возникновения рисков на жизненном цикле АЭС, что обуславливает актуальность данного исследования [4–6].

В работах авторов [7, 8] была доказана возможность и необходимость выявления, оценки и управления рисками на жизненном цикле атомных электрических станций.

Для таких сложных проектов, как атомные электростанции, существует множество различных

факторов, которые могут повлиять на их жизненный цикл. Поэтому процесс принятия решений для контроля рисков считается сложным. Факторы, такие как Бюджет, Время, Безопасность и долговечность, являются одними из основных для жизненного цикла атомной электростанции, поскольку они играют решающую роль на всех этапах жизненного цикла АЭС. Следует отметить, что число основных факторов по усмотрению экспертов, ответственных за оценку состояния АЭС на определенном этапе, для каждого уникального проекта может быть больше или меньше перечисленных. Могут быть добавлены новые риски к приведенному реестру рисков или исключены, в случае если они устранены.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Идентификация и оценка рисков выполнены методом экспертной оценки [8] и с использованием научной литературы. Данные о вероятности и влиянии рисков определены экспертами и специалистами в области атомной энергетики. Поскольку процесс управления рисками и принятия решений является сложным, так как необходимо учитывать множество взаимосвязанных факторов, рассмотрим применение методов, облегчающих этот процесс: метод Парето [9] и матрицу оценки рисков [10, 11].

На основе данных проведен анализ, выявлены и описаны преимущества и недостатки методов многокритериального анализа применительно к объектам АЭС.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Идентификация рисков

Идентификация рисков должна начинаться с определения типа риска по области влияния [12, 13] (нормативно-правовые, технические, экономические и так далее). Идентификацию рисков необходимо производить для каждой стадии ЖЦ АЭС методом декомпозиции [14], выявляя сначала основные, а затем раскладывая их на составляющие элементы — субриски. Такой подход иллюстрируется на рис. 2.

В рамках данного исследования были идентифицированы большинство основных рисков, влияющих на ЖЦ АЭС с помощью экспертной оценки и анализа литературы.

Данные, полученные от экспертов в области атомной энергетики, имеют практическую значимость и могут быть использованы для мониторинга и управления рисками проекта после их выявления. Платформа управления жизненным циклом АЭС, предложенная авторами [15, 16], содержит 16 факторов, способных повлиять на жизненный цикл атомной электростанции. Таким образом, процесс

¹ ГОСТ Р ИСО/МЭК 31010–2011. Менеджмент риска. Методы оценки риска.

² ИСО/МЭК 31010:2009*. Менеджмент риска. Методы оценки риска.

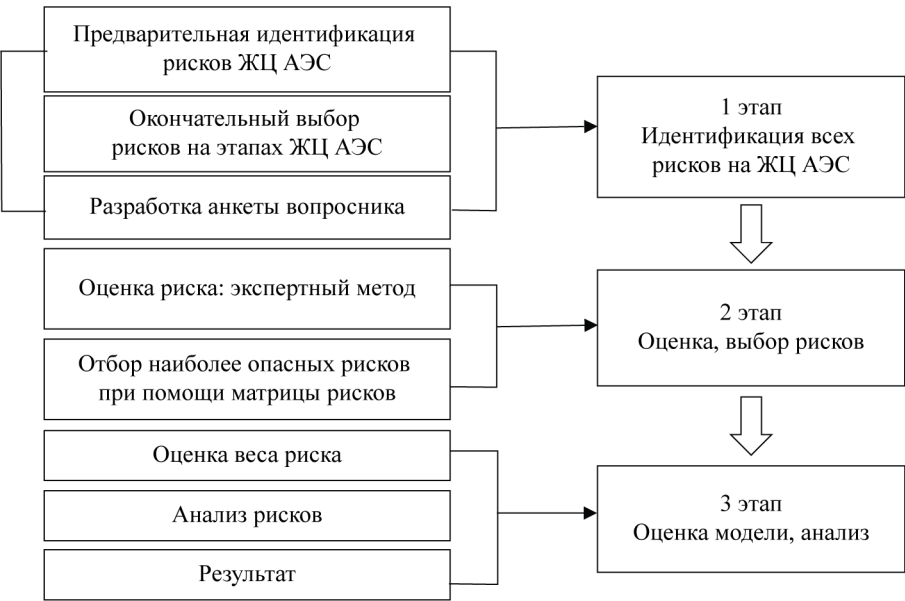


Рис. 1. Схема управления рисками на жизненном цикле АЭС

минимизации рисков является условием существования проекта АЭС, чем больше внимания со стороны проектной команды будет уделяться идентификации рисков, тем меньше влияния будут оказывать эти риски в течение жизненного цикла АЭС.

Анализ рисков методом Парето

Основной задачей управления рисками проекта является снижение вероятности и воздействия на цели проекта неблагоприятных событий и повышение вероятности и воздействия благоприятных событий.

Первым шагом для анализа рисков является оценка взвешенности рисков. Единицей измерения веса риска принят «балл». Данные оценки рисков для стадии Размещение и оценки площадки строительства в качестве примера представлены в табл. 1.

По полученным данным, представленным в табл. 1 для каждого субриска, определено значение веса, которое рассчитывается путем умножения значения вероятности на значение воздействия данного риска по формуле:

$$R_{\text{суб}} = B \cdot \text{Воз}, \tag{1}$$

где B — вероятность возникновения опасности, балл; Воз — серьезность последствий влияния опасности, балл.

Вес основного риска равен сумме веса его субрисков (2):

$$R_{\text{осн}} = \sum R_{\text{суб}}. \tag{2}$$

Общий вес рисков, влияющих на жизненный цикл атомных электростанций, определяется как сумма веса рисков на каждой стадии:

$$R_{\text{жц АЭС}} = \sum R_p + \sum R_{\text{п}} + \sum R_{\text{с}} + \sum R_{\text{з}} + \sum R_{\text{в.з}}, \tag{3}$$

где $R_{\text{жц АЭС}}$ — суммарное значение веса рисков, влияющих на ЖЦ АЭС, балл; $\sum R_p$ — суммарный вес рисков на стадии «размещение», балл; $\sum R_{\text{п}}$ — суммарный вес рисков на стадии «проектирование», балл; $\sum R_{\text{с}}$ — суммарный вес рисков на стадии «строительство», балл; $\sum R_{\text{з}}$ — суммарный вес рисков на ста-

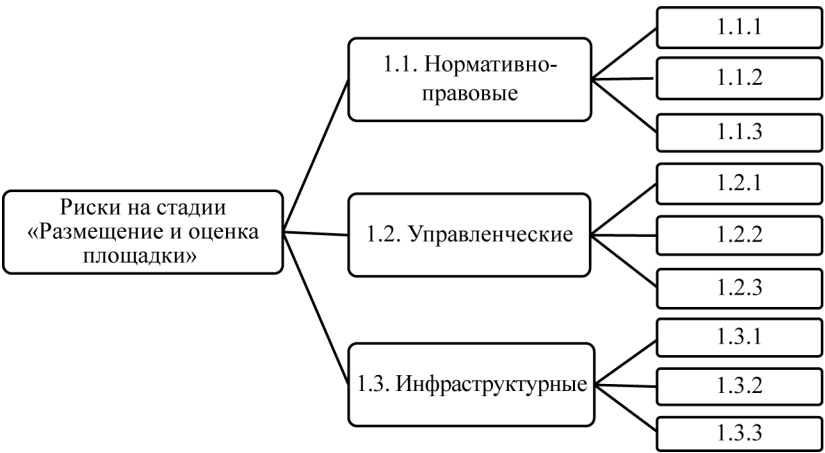


Рис. 2. Структура рисков на стадии «Размещение»

Табл. 1. Результаты оценки рисков на ЖЦ АЭС

Номер риска	Описание рисков на ЖЦ АЭС	Возникновение (<i>P</i>)	Влияние (<i>W</i>)	Взвешенность риска $R = P \cdot W$	Итого взвешенность риска на стадии ЖЦ АЭС
1. Риски на стадии размещения и оценки площадки строительства		40	48	–	–
1.1. Нормативно-правовые		–	–	–	36
Риск 1	1.1.1. Изменение законов	2	4	8	–
Риск 2	1.1.2. Изменение норм	4	4	16	–
Риск 3	1.1.3. Изменение правил	2	4	8	–
Риск 4	1.1.4. Система управления собственностью	2	2	4	–
1.2. Управленческие		–	–	–	176
Риск 5	1.2.1. Выбор стратегии	6	4	24	–
Риск 6	1.2.2. ЯТЦ (наличие замкнутого топливного цикла)	4	4	16	–
Риск 7	1.2.3. ЯТЦ (при отсутствии замкнутого топливного цикла)	6	8	48	–
Риск 8	1.2.4. Типы РУ (для АЭС первого-второго поколений)	6	4	24	–
Риск 9	1.2.5. Типы РУ для третьего и последующих поколений	2	4	8	–
Риск 10	1.2.6. Мощностной ряд РУ (вероятность риска и его влияние увеличивается для АЭС малой и средней мощности)	2	4	8	–
Риск 11	1.2.7. Мощностной ряд РУ (для АЭС большой мощности)	4	6	24	–
Риск 12	1.2.8. Суммарная мощность ЯЭ для РФ	4	6	24	–
1.3. Инфраструктурные		–	–	–	36
Риск 13	1.3.1. Необходимая системность	2	4	8	–
Риск 14	1.3.2. Сложившаяся структура АЭ	2	2	4	–
Риск 15	1.3.3. Риск потери информации	4	6	24	–

дии «эксплуатация», балл; $\sum R_{в.э}$ — суммарный вес рисков на стадии «вывод из эксплуатации», балл.

После определения веса каждого основного риска его следует разделить в процентном соотно-

шении на четыре фактора (табл. 2), которые влияют на жизненный цикл атомных электростанций:

- бюджет;
- долговечность;

Табл. 2. Таблица влияния факторов (бюджет, долговечность, время, безопасность) на вес риска на этапах жизненного цикла атомных электростанций

Описание риска	Цели проекта	Взвешенность риска общая	Тип вероятности, %	Взвешенность риска по фактору
1. Риски на стадии размещения и оценки площадки строительства				
1.1. Нормативно-правовые	бюджет	36	25	9
	долговечность		25	9
	время		25	9
	безопасность		25	9
1.2. Управленческие	бюджет	176	45	79,2
	долговечность		5	8,8
	время		45	79,2
	безопасность		5	8,8
1.3. Инфраструктурные	бюджет	36	10	3,6
	долговечность		30	10,8
	время		30	10,8
	безопасность		30	10,8

Табл. 3. Взвешенность рисков по стадиям ЖЦ АЭС

Взвешенность риска на стадии жизненного цикла АЭС	Длительность стадии ЖЦ (годы)	Номер стадии в ЖЦ АЭС	Суммарная взвешенность рисков на стадии
Риски на стадии размещения и оценки площадки строительства	2	1	160
Риски на стадии «Проектирование»	3	2	140
Риски на стадии «Строительство»	6	3	356
Риски на стадии «Эксплуатация»	30	4	416
Риски при выводе из эксплуатации	70	5	656

- время (продолжительность стадии ЖЦ) — сохранение несущей способности;
- безопасность (например, лимит воздействия излучения).

Поскольку для эффективного контроля и управления рисками проектов атомных электростанций недостаточно определить величину воздействия риска в целом [17], предложенный авторами подход с определением величины воздействия риска по факторам представляется более информативным и в дальнейшем может служить основой для более глубокого анализа и эффективного управления рисками.

Метод разделения веса риска на факторы позволяет выделить фактор, влияние которого на ЖЦ АЭС максимально. Этап жизненного цикла «Размещение и оценка площадки» был выбран для проведения анализа данных. Метод экспертной оценки рисков может быть использован, когда риски оцениваются для конкретной рассматриваемой станции на определенном этапе ЖЦ АЭС.

Фактический вес рисков был определен для каждого из этапов ЖЦ АЭС, что иллюстрируется данными, приведенными в табл. 3, в которой по-

казаны оценки взвешенности рисков на различных этапах жизненного цикла атомных электростанций по результатам расчета влияния факторов.

Таким образом, можно сделать вывод, что наиболее опасными стадиями являются стадия эксплуатации и стадия вывода АЭС из эксплуатации.

Применение метода Парето для определения высоковзвешенных рисков на этапах ЖЦ АЭС

Принцип Парето гласит, что примерно 80 % последствий происходят от 20 % причин [18, 19]. Ввод данных в формате Парето помогает определить риск, значение которого максимально. Следуя данной методике, выявляются наиболее высокие риски на ЖЦ АЭС, а затем предлагаются соответствующие решения для их снижения.

На рис. 3 в виде столбчатой диаграммы приведен график распределения рисков по степени воздействия от наивысшего до наименьшего. Затем, в соответствии с методом, строится кумулятивная кривая для анализа относительного веса каждого риска. Наиболее взвешенные риски (выделены красным на рис. 3) определяются графическим методом

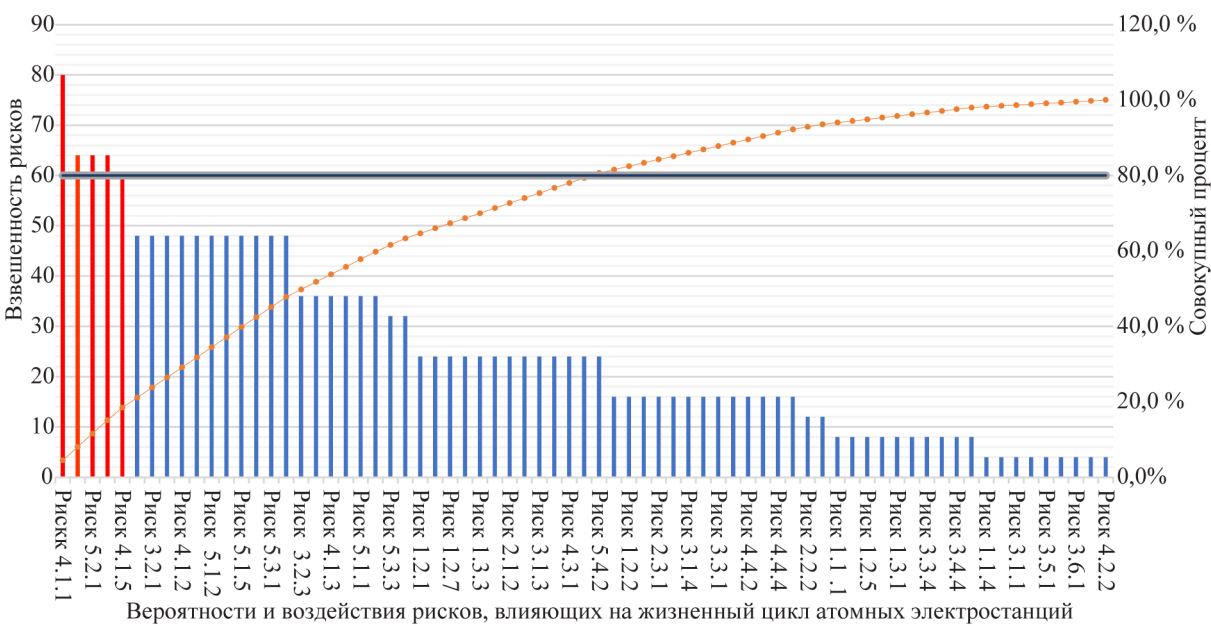


Рис. 3. Применение метода Парето для идентификации и управления рисками на всех этапах жизненного цикла атомных электростанций

1.2.4, 3.3.1	• 5.4.3, 5.4.4	• 3.2.1, 4.1.2, 4.3.2, 5.1.2, 5.1.5, 5.2.3, 5.4.1, 5.4.2	• 5.1.6, 5.2.1, 5.2.2	•
2.2.2, 3.4.3	• 1.2.7, 1.2.8, 1.3.3, 2.1.1, 2.1.2, 2.3.2, 3.1.3, 3.2.2, 4.3.1, 4.4.1, 5.3.2	• 3.2.3, 3.4.2, 4.1.3, 4.2.1, 5.1.1	• 3.3.2	•
1.1.1.3, 1.2.6, 2.2.1, 3.3.4, 4.1.4	• 1.1.2, 1.2.2, 2.2.3, 2.3.1, 2.3.3, 3.1.4, 3.2.4, 3.3.5, 4.4.2, 4.4.3, 4.4.4, 5.3.1	• 1.2.1	•	•
•	•	•	•	•
4, 1.3.2, 3.1.1, 3.5.1, 3.5.2, 3.6.2, 4.2.2	• 3.4.1	•	•	•
2	4	6	8	10
Воздействие→				

Рис. 4. Матрица вероятности и воздействия рисков, влияющих на жизненный цикл атомных электростанций

путем нахождения точки пересечения линии Парето с линиями веса рисков на графике. В данном анализе линия Парето пересекает шкалу взвешенности на отметке 60 баллов, таким образом наиболее опасными являются риски, вес которых превышает 60 баллов.

Матрица рисков ЖЦ АЭС

Матрица рисков является широко используемым инструментом для определения влияния рисков. Суть данного метода заключается в распределении рисков по степени их воздействия. Каждый уровень риска характеризуется цветовым индикатором, всего принято пять уровней опасности рисков: зеленый — низкий риск, желтый — средний уровень риска, оранжевый и красный — значительные и высокие риски [20, 21].

На рис. 4 представлена матрица для распределения рисков на объектах АЭС по степени воздействия от наивысшего до наименьшего в соответствии с результатами оценки вероятности и воздействия рисков, влияющих на жизненный цикл атомных электростанций. Матрица построена с указанием воздействия по одной оси и вероятности риска по другой оси.

В ходе анализа 92 существующих рисков было выявлено 5, которые сильнее других влияют на жиз-

ненный цикл атомных электростанций и считаются приоритетными для управления, а именно:

4.1.1 — Радиационные риски стадии эксплуатации.

5.1.6 — Обращение с радиоактивными отходами (РАО) на стадии вывода из эксплуатации — наличие систем обращения, фрагментации, упаковки и транспортировки РАО.

5.2.1 — Фонд-накопления стадии вывода из эксплуатации — наличие финансовых накоплений и фонда для вывода АЭС из эксплуатации.

5.2.2 — Выбор технологии стадии вывода из эксплуатации — использование «безлюдных технологий» для наиболее опасных работ по выводу АЭС из эксплуатации.

4.1.5 — Кибератака на ядерные объекты стадии эксплуатации.

Преимуществами метода являются: относительная простота использования, обеспечение быстрого ранжирования риска по степени воздействия каждого риска. Среди недостатков можно выделить субъективность оценки, которая и в значительной степени зависит от эксперта, выполняющего оценку. Объединение или сравнение уровней риска для различных категорий воздействия затруднительно. В ГОСТ¹ отмечено, что результаты ранжирования

рисков в матрице зависят от уровня детализации анализа рисков. Чем больше количество оцениваемых рисков, тем меньше вероятность каждого из них, что в свою очередь приводит к недооценке фактического уровня риска. Однако, по мнению авторов, это не совсем справедливо, что обосновывается результатами проведенного анализа.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

1. Определены риски для всех стадий жизненного цикла АЭС.
2. Установлены наибольшие риски, связанные со стадией вывод объектов АЭС из эксплуатации.
3. Существуют различные методы оценки рисков для помощи в принятии управленческих решений. Риски могут быть оценены как для всего

проекта, так и для отдельных стадий ЖЦ АЭС или конкретных опасных событий. Поэтому в различных ситуациях могут быть применены различные методы оценки риска или их комбинация.

4. Оценка риска обеспечивает понимание возможных опасных событий, их причин и последствий, вероятности их возникновения и принятие решений для управления ЖЦ АЭС о необходимости снижения риска или его обработки, допуске к переходу на следующую стадию ЖЦ, а также определении приоритетных рисков и выборе стратегии для снижения рисков до приемлемого уровня.

5. Для ранжирования рисков по степени важности и взвешенности применимы методы матрицы рисков и метод Парето, которые дают схожие результаты.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. *Ashraideh M., Engovatov I.* Risk management at the stages of the life cycle of NPP projects // E3S Web of Conferences. EDP Sciences, 2023. Vol. 383. P. 04093. DOI: 10.1051/e3sconf/202338304093
2. *Hopkin P.* Fundamentals of risk management: understanding, evaluating and implementing effective risk management // Kogan Page Publishers. 2018.
3. *Эшли Д., Дикманн Дж., Моленар К.* Руководство по оценке и распределению рисков для управления строительством автомобильных дорог // FHА, Международная технологическая программа сканирования. 2006. С. 4–17.
4. OECD Nuclear Energy Agency. Nuclear Power Plant Life Management and Longer-term Operation. Nuclear Energy Agency, Organisation for Economic Co-operation and Development, 2006. DOI: 10.1787/1990066x
5. *Kang K.S., Clark C.R., Omoto A.* Integrated plant life management (PLiM): The IAEA contribution. Conference: ASME 2003 Pressure Vessels and Piping Conference. 2005. DOI: 10.1115/PVP2003-2154
6. *Gajewska E., Ropel M.* Risk Management Practices in a Construction Project—a case study // Swedia, Chalmers University Of Technology. 2011. С. 51–62.
7. *Альшрайдех М.И., Енговатов А.* Классификация рисков на стадиях жизненного цикла атомной электростанции // Вестник евразийской науки. 2023. Т. 15. № 2. URL: <https://esj.today/PDF/28SAVN223.pdf>
8. *Данелян Т.Я.* Формальные методы экспертных оценок // Статистика и экономика, 2015. № 1. С. 183–187. DOI: 10.21686/2500-3925-2015-1-183-187
9. *Парето В.* Учебник политической экономики // Властные структуры и группы доминирования. 2012. С. 498–514.
10. *Мир С.* Матрица рисков // Политика и практика в области охраны труда и техники безопасности. 2017. Т. 15. № 2. С. 131–144.
11. Planning and Management for the Decommissioning of Research Reactors and Other Small Nuclear

Facilities // IAEA Technical Reports Series No. 351. Vienna. 1993.

12. *Круи М., Галай Д., Марк Р.* Основы риск-менеджмента. М. : Юрайт, 2015. 389 с.

13. *Солодов А.К.* Основы финансового риск-менеджмента. М. : «Издание Александра К. Солодова ЯКО С НАМИ БОГ», 2018. 1-е изд. 286 с.

14. *Качалов Р.М., Слепцова Ю.А.* Идентификация факторов риска на основе декомпозиции экономического пространства предприятия // Вестник Челябинского государственного университета. 2016. № 14 (396). С. 86–94.

15. *Альшрайдех М., Енговатов И., Морозенко А.* Вопросы управления жизненным циклом АЭС // Энергетическая политика. 2023. URL: <https://energypolicy.ru/voprosy-upravleniyazhiznennym-cziklom-aes/energetika/2023/19/24/>

16. *Габриелян М.О., Третьяков О.Б.* Классификация рисков в инвестиционностроительной деятельности // Вестник Государственного университета управления. 2016. № 5. С. 60–67.

17. *Шкурко В.Е.* Управление рисками проектов. М. : ООО «Издательство Юрайт», 2-е изд. 2014. 182 с.

18. *Пахомов А.П.* Применять или не применять принцип Парето на практике? // Вестник Российского университета дружбы народов. Серия: экономика. 2010. № 1. С. 5–12.

19. *Корниец Т.П., Аликова О.П.* Управление рисками в атомной энергетике как основа обеспечения энергетической безопасности России // Национальные интересы: приоритеты и безопасность. 2012. № 22. С. 37–47.

20. *Мюррей С.Л., Грэнтэм К., Дейл С.Б.* Разработка общей матрицы рисков для управления проектными рисками // Журнал промышленной и системной инженерии. 2011. Т. 5. № 1. С. 35–51.

21. *Филопулос Я.* Формирование политики и институциональная основа оценки риска в ЕС. М. : ТЕИС. 2005.

Поступила в редакцию 27 ноября 2023 г.

Принята в доработанном виде 8 декабря 2023 г.

Одобрена для публикации 8 декабря 2023 г.

ОБ АВТОРАХ: **Альшрайдех Мохаммад** — аспирант кафедры строительства объектов тепловой и атомной энергетики; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; ORCID: 0000-0002-6396-7791; Msh.19894@yahoo.com;

Енговатов Игорь Анатольевич — доктор технических наук, профессор кафедры строительства объектов тепловой и атомной энергетики; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; Scopus: 6507232254, ResearcherID: AFN-5363-2022, ORCID: 0000-0001-9302-5431; eng46@mail.ru;

Морозенко Андрей Александрович — доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой строительства объектов тепловой и атомной энергетики; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; Scopus: 57193025936, ResearcherID: AFO-1863-2022, ORCID: 0000-0003-4166-536X; morozenkoaa@vgsu.ru.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

INTRODUCTION

According to the accepted definition, risk is a combination of probability and consequences of unfavourable events.

Uncertainty about what will happen in the near or distant future is considered a risk in itself. Uncertainty can be considered the lack of information necessary to take into account all factors affecting the NPP project life cycle. The risk management scheme is presented in Fig. 1.

The first step in risk management is to identify all possible risk events or identification, the purpose of risk identification is the early and continuous detection of events that may have a negative impact on the achievement of project objectives [1]. The causes of risk events can be both external and internal. The process of identifying and managing risks affecting the life cycle of nuclear power plants, from the “Deployment” stage to the “Decommissioning” stage, is complex and time-consuming, as it has been going on continuously for more than eighty years. This paper identifies the most significant risks affecting the life cycle of NPP. Data on the identified risks are recorded in the risk register.

Literature review

In Russia in 2011, GOST R ISO/MEC 31010–2011¹ was published, which is identical to the international standard². The standard contains 31 methods of risk assessment. The document also contains a description of factors influencing the choice of risk assessment method. Most methods allow to obtain quantitative risk assessments [2]. Nevertheless, there are not many studies in the scientific literature, in which the factors underlying the occurrence of risks in the life cycle of NPP are studied in depth, which determines the relevance of this study.

¹ GOST R ISO/MEC 31010–2011. Risk Management. Risk assessment methods.

² ISO/MEC 31010:2009*. Risk management. Risk assessment methods.

The authors [3, 4] proved the possibility and necessity of identifying, assessing and managing risks in the life cycle of nuclear power plants.

For complex projects such as nuclear power plants, there are many different factors that can affect their life cycle. Therefore, the decision-making process to control risks is considered complex. Factors such as Budget, Time, Safety and Durability are some of the major factors for the life cycle of a nuclear power plant as they play a crucial role in all phases of the life cycle of a nuclear power plant. It should be noted that the number of major factors at the discretion of the experts responsible for assessing the condition of the NPP at a particular stage, for each unique project, may be more or less than those listed. New risks may be added to the listed risk register or excluded if they are eliminated.

MATERIALS AND METHODS

Identification and assessment of risks were carried out by the method of expert evaluation and using scientific literature. Data on the probability and impact of risks were determined by experts and specialists in the field of nuclear energy. Since the process of risk management and decision making is complex, as it is necessary to take into account many interrelated factors, we will consider the application of methods that facilitate this process, such as the Pareto method [5] and the risk assessment matrix [6].

On the basis of the data, the advantages and disadvantages of multi-criteria analysis methods as applied to NPP facilities are analyzed, identified and described.

RESEARCH RESULTS

Risk identification

Risk identification should begin with the definition of the type of risk according to the area of influence [7] (regulatory, technical, economic, etc.). Risk identification should be performed for each stage of the NPP life

cycle, using the decomposition method [8], identifying first the main risks and then decomposing them into their constituent elements — sub-risk. This approach is illustrated in Fig. 2.

In this study, most of the major risks affecting the life cycle of NPP were identified through expert judgement and literature review.

The data obtained from experts in the field of nuclear power engineering are of practical significance and can be used for monitoring and managing project risks after their identification. The NPP life cycle management platform proposed by the authors [9] contains 16 factors that can affect the life cycle of a nuclear power plant. Thus, the process of risk minimization is a condition for the existence of a NPP project, the more attention from the project team to risk identification, the less influence these risks will have during the NPP life cycle.

Risk analysis using the Pareto method

The primary objective of project risk management is to reduce the likelihood and impact of adverse events on project objectives and increase the likelihood and impact of favourable events.

The first step for risk analysis is to assess the risk weighting. The risk weight measurement is taken as a Point. The risk assessment data for the deployment stage and the construction site assessment as an example are presented in Table 1.

According to the obtained data presented in Table 1 for each sub-risk the weight, value is determined, which is calculated by multiplying the probability value by the impact value of this risk according to the formula:

R_{sr} = P \cdot Imp, (1)

where P — probability of hazard occurrence, point; Imp — severity of the consequences of the impact of the hazard, point.

The weight of the principal risk is equal to the sum of the weights of its sub-risk (2):

R_{pr} = \sum R_{sr}. (2)

The total weight of risks affecting the life cycle of nuclear power plants is determined as the sum of the weight of risks at each stage:

R_{npp\ lc} = \sum R_{dep} + \sum R_{des} + \sum R_{con} + \sum R_{op} + \sum R_{s.d}, (3)

where R_{npp\ lc} — total value of the weight of risks affecting the NPP life cycle, points; \sum R_{dep} — total weight of risks at the deployment stage, points; \sum R_{des} — total weight of risks at the design stage, points; \sum R_{con} — total weight of risks at the construction stage, points; \sum R_{op} — total weight of risks at the operation stage, points; \sum R_{s.d} — total weight of risks at the stage of de-commissioning, points.

Once the weight of each major risk has been determined, it should be divided as a percentage into four factors (Table 2) that affect the life cycle of nuclear power plants:

- budget;
- durability;
- time (duration of the life cycle stage) — preservation of bearing capacity;
- safety (e.g. radiation exposure limit).

Since it is not sufficient to determine the magnitude of risk impact as a whole for effective risk control and management of nuclear power plant projects, the approach proposed by the authors to determine the magnitude of risk impact by factors seems to be more informative and may serve as a basis for more in-depth analyses and effective risk management in the future.

The method of dividing the risk weight into factors makes it possible to single out the factor whose influence on the NPP lifecycle is maximized. The stage of the life cycle “Deployment and site evaluation” was selected for

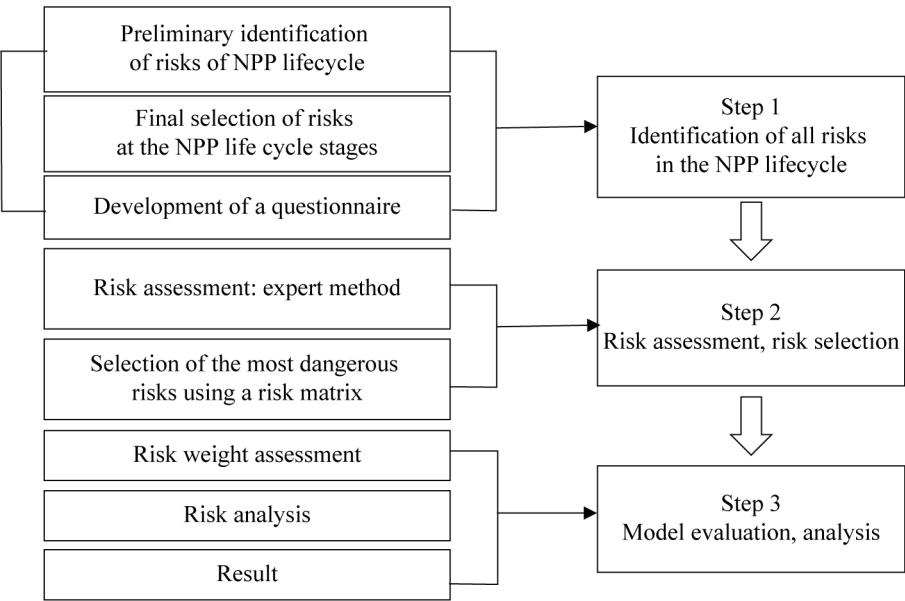


Fig. 1. Scheme of risk management in the NPP life cycle

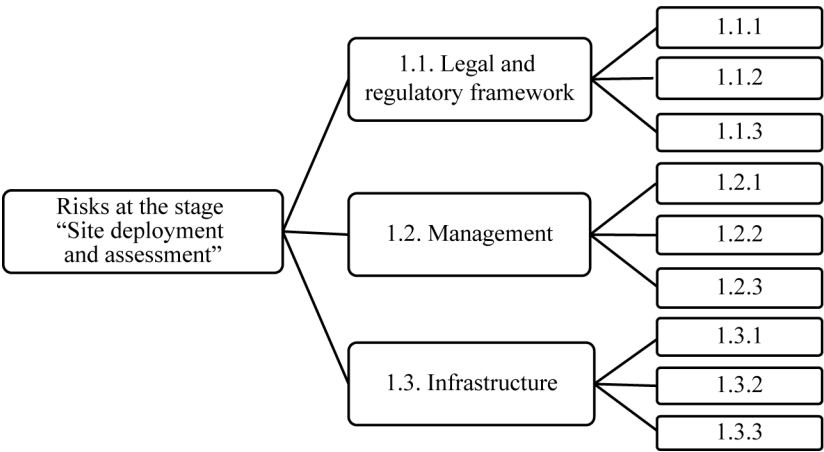


Fig. 2. Risk structure at the “Deployment and assessment” stage

data analysis. The method of expert risk assessment can be used when risks are assessed for a particular plant under consideration at a certain stage of the NPP life cycle. The actual weight of risks was determined for each stage of the NPP lifecycle, which is illustrated by the data given in Table 3, which shows estimates of risk

weighting at various stages of the life cycle of nuclear power plants based on the results of calculating the influence of factors. Thus, it can be concluded that the most dangerous stages are the operational and decommissioning stages of NPP.

Table 1. Results of risk assessment in NPP lifecycle

Risk Number	Description of risks in the NPP lifecycle	Emergence (<i>R</i>)	Impact (<i>W</i>)	Risk weighting $R = P \cdot W$	Total risk weighting at the NPP life cycle stage
1. Risks at the stage of construction site deployment and assessment		40	48	–	–
1.1. Legal and regulatory framework		–	–	–	36
Risk 1	1.1.1. Changing laws	2	4	8	–
Risk 2	1.1.2. Changing norms	4	4	16	–
Risk 3	1.1.3. Changing the rules	2	4	8	–
Risk 4	1.1.4. property management system	2	2	4	–
1.2. Management		–	–	–	176
Risk 5	1.2.1. Choosing a strategy	6	4	24	–
Risk 6	1.2.2. NFC (existence of a closed fuel cycle)	4	4	16	–
Risk 7	1.2.3. NFC (in the absence of a closed fuel cycle)	6	8	48	–
Risk 8	1.2.4. Types of RP (for first- and third-generation NPP)	6	4	24	–
Risk 9	1.2.5. Types of RIs for the third and subsequent generations	2	4	8	–
Risk 10	1.2.6. Power range of RP (risk probability and its impact increases for small and medium capacity NPP)	2	4	8	–
Risk 11	1.2.7. Power range of RP (for high capacity NPP)	4	6	24	–
Risk 12	1.2.8. Total NP capacity for the Russian Federation	4	6	24	–
1.3. Infrastructure		–	–	–	36
Risk 13	1.3.1. Systematicity required	2	4	8	–
Risk 14	1.3.2. Current NP structure	2	2	4	–
Risk 15	1.3.3. Risk of information loss	4	6	24	–

Table 2. Table of influence of factors (budget, durability, time, safety) on the risk weight at the life cycle stages of nuclear power plants

Risk description	Project objectives	Risk weighting total	Probability type %	Risk weighting by factor
1. Risks at the stage of construction site deployment and assessment				
1.1. Legal and regulatory framework	budget	36	25	9
	durability		25	9
	time		25	9
	security		25	9
1.2. Management	budget	176	45	79.2
	durability		5	8.8
	time		45	79.2
	security		5	8.8
1.3. Infrastructure	budget	36	10	3.6
	durability		30	10.8
	time		30	10.8
	security		30	10.8

Application of Pareto method for determination of highly weighted risks at the stages of NPP life cycle

The Pareto principle states that approximately 80 % of consequences come from 20 % of causes [10]. Data input in the Pareto format helps to determine the risk, the value of which is maximized. Following this methodology, the highest risks in the NPP life cycle are identified, and then appropriate solutions are proposed to reduce them.

Fig. 3 shows the distribution of risks by degree of impact from the highest to the lowest in the form of a bar chart. Then, in accordance with the method, a cumulative curve is constructed to analyze the relative weight of each risk. The most weighted risks (highlighted in red in Fig. 3) are determined by the graphical method, by finding the point of intersection of the Pareto line with the risk weight lines on the graph. In this analysis, the Pareto line crosses the weighting scale at 60 points, so the most dangerous risks are those with weights exceeding 60 points.

NPP life cycle risk matrix

The risk matrix is a widely used tool for determining the impact of risks. The essence of this method consists in distribution of risks on degree of their influence. Each level of risk is characterized by a colour indicator,

five levels of risk danger are accepted: green — low risk, yellow — medium level of risk, orange and red — significant and high risks [11].

Fig. 4 presents a matrix for the distribution of risks at NPP facilities according to the degree of impact from the highest to the lowest in accordance with the results of the assessment of probability and impact of risks affecting the life cycle of nuclear power plants. The matrix is constructed with indication of impact on one axis and risk probability on the other axis.

In the course of analyzing 92 existing risks, 5 risks were identified that have the strongest impact on the life cycle of nuclear power plants and are considered a priority for management, namely:

- 4.1.1 — Radiation risks of the operational phase.
- 5.1.6 — Radioactive waste (RW) management at the decommissioning stage — availability of RW management, fragmentation, packaging and transport systems
- 5.2.1 — Decommissioning Stage Fund-Accumulations — availability of financial accumulations and fund for NPP decommissioning.
- 5.2.2 — Selection of decommissioning stage technology — use of “unmanned technologies” for the most hazardous NPP decommissioning activities.
- 4.1.5 — Cyberattack on nuclear facilities at the operational stage.

Table 3. Risk weighting by NPP life cycle stages

Risk weighting at the stage of NPP life cycle	Duration of the life cycle stage (years)	Stage number in the NPP lifecycle	Aggregate risk weighting at the stage
Risks at the stage of construction site deployment and assessment	2	1	160
Risks at the Design stage	3	2	140
Risks at the Construction stage	6	3	356
Risks at the Operational stage	30	4	416
Decommissioning risks	70	5	656

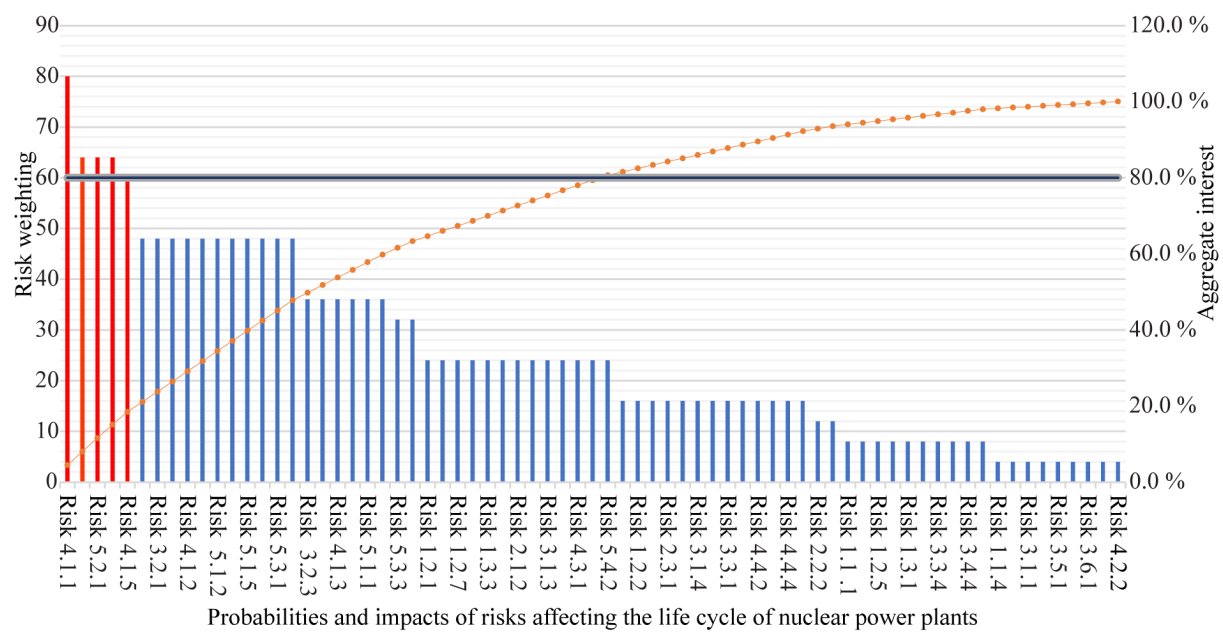


Fig. 3. Application of the Pareto method for risk identification and management at all stages of the life cycle of nuclear power plants

• 1.2.4, 3.3.1	• 5.4.3, 5.4.4	• 3.2.1, 4.1.2, 4.3.2, 5.1.2, 5.1.5, 5.2.3, 5.4.1, 5.4.2	• 5.1.6, 5.2.1, 5.2.2	•
• 2.2.2, 3.4.3	• 1.2.7, 1.2.8 , 1.3.3, 2.1.1, 2.1.2, 2.3.2, 3.1.3, 3.2.2, 4.3.1, 4.4.1, 5.3.2	• 3.2.3, 3.4.2, 4.1.3, 4.2.1, 5.1.1	• 3.3.2	•
• 1.1.1,1.1.3, 1.2.6, 1.3.1, 2.2.1, 3.3.4, 4.1.4	• 1.1.2, 1.2.2, 2.2.3, 2.3.1, 2.3.3, 3.1.4, 3.2.4, 3.3.5, 4.4.2, 4.4.3, 4.4.4, 5.3.1	• 1.2.1	•	•
•	•	•	•	•
• 1.1.4, 1.3.2, 3.1.1, 3.1.2, 3.5.1, 3.5.2, 3.6.1, 3.6.2, 4.2.2	• 3.4.1	•	•	•
2	4	6	8	10
Impact→				
Low risk	Moderate risk	Medium risk	Significant risk	High risk

Fig. 4. Matrix of probability and impact of risks affecting the life cycle of nuclear power plants

The advantages of the method are: relative ease of use, providing a quick ranking of risk by the degree of impact of each risk. The disadvantages include the subjectivity of the assessment, which is highly dependent on the expert performing the assessment. Combining or comparing risk levels for different exposure

categories is difficult. In GOST¹ notes that the results of ranking risks in the matrix depend on the level of detail of risk analysis. The greater the number of assessed risks, the lower the probability of each of them, which in turn leads to underestimation of the actual level of risk. However, according to the authors, this is not quite fair, which is justified by the results of the analysis.

CONCLUSION AND FINDINGS

1. Risks for all stages of the NPP life cycle were identified.
2. The greatest risks associated with the stage of decommissioning of NPP facilities were identified.
3. There are various methods of risk assessment to assist in making management decisions. Risks can be

assessed either for the whole project or for individual stages of the NPP life cycle or specific hazardous events. Therefore, different risk assessment methods or a combination of them may be applied in different situations.

4. Risk assessment provides understanding of possible hazardous events, their causes and consequences, probability of their occurrence and decision making for NPP life cycle management on the necessity of risk reduction or its treatment, admission to transition to the next stage of the life cycle, as well as determination of priority risks and selection of a strategy for risk reduction to an acceptable level.

5. To rank risks by importance and weighting, the risk matrix and Pareto methods are applicable and give similar results.

REFERENCES

1. Alshraydeh M., Engovatov I.A. Classification of risks at the stages of the life cycle of a nuclear power plant. *Bulletin of Eurasian Science*. 2023; 15(2). URL: <https://esj.today/PDF/28SAVN223.pdf>. (rus.).
2. Hopkin P. Fundamentals of risk management: understanding, evaluating and implementing effective risk management. *Kogan Page Publishers*. 2018.
3. Ashley D., Dieckmann J., Molenaar K. A guide to risk assessment and allocation for highway construction management. *FHA, International Scanning Technology Program*. 2006; 4-17.
4. OECD Nuclear Energy Agency. *Nuclear Power Plant Life Management and Longer-term Operation*. Nuclear Energy Agency, Organisation for Economic Co-operation and Development, 2006. DOI: 10.1787/1990066x
5. Kang K.S., Clark C.R., Omoto A. *Integrated plant life management (PLiM): The IAEA contribution*. 2005. DOI: 10.1115/PVP2003-2154
6. Gajewska E., Ropel M. Risk Management Practices in a Construction Project—a case study. *Swedia, Chalmers University Of Technology*. 2011; 51-62.
7. Ashraideh M., Engovatov I. Risk management at the stages of the life cycle of NPP projects. *E3S Web of Conferences*. EDP Sciences, 2023; 383:04093. DOI: 10.1051/e3sconf/202338304093
8. Danelyan T.Ya. Formal methods of expert assessments. *Statistics and economics*. 2015; 1:183-187. DOI: 10.21686/2500-3925-2015-1-183-187 (rus.).
9. Pareto V. Textbook of political economy. *Power structures and domination groups*. 2012; 498-514.
10. Mir S. Risk matrix. *Policy and practice in the field of occupational health and safety*. 2017; 15(2):131-144.
11. Planning and Management for the Decommissioning of Research Reactors and Other Small Nuclear Facilities. *IAEA Technical Reports*. Series Ne. 351. Vienna. 1993.
12. Krui M., Galai D., Mark R. *Fundamentals of risk management*. Moscow, Law Publ., 2015; 389. (rus.).
13. Solodov A.K. *Fundamentals of financial risk management*. 1st ed. Moscow: "Edition by Alexander K. Solodov, GOD IS WITH US", 2018; 286.
14. Kachalov R.M., Sleptsova Yu.A. Identification of risk factors based on the decomposition of the economic space of an enterprise. *Bulletin of the Chelyabinsk State University*. 2016; 14(396):86-94. (rus.).
15. Alshraydekh M., Yengovatov I., Morozenko A. Issues of NPP life cycle management. *Energy policy*. 2023. URL: <https://energypolicy.ru/voprosy-upravleniyazhiznennym-cziklom-aes/energetika/2023/19/24/> (rus.).
16. Gabrielyan M.O., Tretyakov O.B. Classification of risks in investment building activities *Bulletin of the State University of Management*. 2016; 5:60-67. (rus.).
17. Shkurko V.E. *Project risk management*. 2nd ed. Moscow, Yurayt Publishing House LLC, 2014; 182. (rus.).
18. Pakhomov A.P. To apply or not to apply the Pareto principle in practice? *Bulletin of the Russian Peoples' Friendship University. Series: economics*. 2010; 1:5-12. (rus.).
19. Korniets T.P., Alikova O.P. Risk management in nuclear energy as a basis for ensuring energy security of Russia. *National interests: priorities and security*. 2012; 22(37-47). (rus.).
20. Murray S.L., Grantham K., Dale S.B. Development of a general risk matrix for project risk management. *Journal of Industrial and Systems Engineering*. 2011; 5(1):35-51.
21. Filopoulos Ya. *Policy formation and the institutional framework for risk assessment in the EU*. Moscow, THEIS, 2005. (rus.).

Received November 27, 2023.

Adopted in revised form on December 8, 2023.

Approved for publication on December 8, 2023.

B I O N O T E S: **Alshraideh Mohammad** — Postgraduate student of the Department of Construction of Thermal and Atomic Power Stations; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-6396-7791; Msh.19894@yahoo.com;

Igor A. Engovatov — Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of Construction of Thermal and Atomic Power Stations; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; Scopus: 6507232254, ResearcherID: AFN-5363-2022, ORCID: 0000-0001-9302-5431; eng46@mail.ru;

Andrey A. Morozenko — Doctor of Technical Sciences, Professor, Head Department of the Department of Construction of Thermal and Atomic Power Stations; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; Scopus: 57193025936, ResearcherID: AFO-1863-2022, ORCID: 0000-0003-4166-536X; morozenkoaa@vgsu.ru.

Author contributions: all authors made an equivalent contribution to the publication.

The authors declare no conflict of interest.

Экологическая токсичность по жизненному циклу строительных материалов

Петр Михайлович Жук

Московский архитектурный институт (Государственная академия) (МАРХИ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. На современном этапе приобретает значимость учет категории экологической токсичности (экоотоксичности) в оценке жизненного цикла строительных материалов в соответствии с методологией международных стандартов ИСО серии 14000.

Материалы и методы. Среди методов оценки экоотоксичности можно выделить две группы. К первой относятся тесты с применением живых организмов (пресноводных одноклеточных водорослей, ракообразных *Daphnia magna* Straus, эмбрионов рыб и светящихся бактерий), стандартизированные на международном уровне. Причем для разных материалов имеется специфика их применения: для плитных и пленочных — динамический тест на выщелачивание, а для зернистых — перколяция. Важно не только исследовать экоотоксичность для воды, но и почвы. Важными параметрами почвы в этом отношении становятся уровень активности биомассы микробов и фитотоксичность почв. Ко второй группе методов относят расчеты экоотоксичности в Comparative Toxic Unit, CTU_e.

Результаты. Проведены исследования для строительных материалов из разных групп по виду основного сырья, которые дали результаты, связанные с корреляцией данных по воде и почве. Адекватность проведенных испытаний и расчетов подтверждена сравнением с уже имевшимися для ряда материалов исследованиями зарубежных специалистов.

Выводы. Из полученных данных можно сделать выводы о применении методов тестирования экоотоксичности в качестве дополнительных при оценке строительных материалов, так как только при биологической индикации можно переходить к установлению конкретных токсинов химико-аналитическими способами. Также сделаны предложения по совершенствованию нормативной правовой базы в области определения экоотоксичности при оценке жизненного цикла строительных материалов.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: экологическая токсичность, строительные материалы, оценка жизненного цикла

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Жук П.М. Экологическая токсичность по жизненному циклу строительных материалов // Строительство: наука и образование. 2023. Т. 13. Вып. 4. Ст. 10. URL: <http://ns-o-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.10

Автор, ответственный за переписку: Петр Михайлович Жук, peter_05@bk.ru.

Ecological toxicity through the life cycle of building materials

Petr M. Zhuk

Moscow Institute of Architecture (State Academy) (MARKHI); Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. At the present stage it is becoming important to take into account the category of environmental toxicity (ecotoxicity) in the life cycle assessment of building materials in accordance with the methodology of international standards ISO 14000 series. Among the methods of ecotoxicity assessment, two groups can be distinguished. The first includes tests using living organisms (freshwater unicellular algae, crustaceans *Daphnia magna* Straus, fish embryos and luminous bacteria), standardized at the international level. Moreover, there are specifics of their application for different materials: for slab and film materials - dynamic leaching test, and for granular materials - percolation. It is important not only to study ecotoxicity for water, but also for soil. The level of microbial biomass activity and phytotoxicity of soils become important soil parameters in this respect. The second group of methods includes ecotoxicity calculations in the Comparative Toxic Unit, CTU_e. Studies were carried out for building materials from different groups by the type of basic raw materials, which gave results related to the correlation of data on water and soil. The adequacy of the tests and calculations was confirmed by comparison with the studies of foreign specialists already available for a number of materials. From the obtained data it is possible to draw conclusions about the application of ecotoxicity testing methods as additional methods in the assessment of construction materials, since only in the case of biological indication it is possible to proceed to the establishment of specific toxins by chemical-analytical methods. Proposals are also made to improve the regulatory legal framework in the field of ecotoxicity determination in the life cycle assessment of construction materials.

The subject of the study is ecological toxicity indicators of building materials of different nomenclature and methods of their determination. Several methods of ecotoxicity testing as well as calculation of the indicator within the framework of life cycle assessment of building materials are considered. The study of ecotoxicity category indicators will improve the quality of life cycle assessment of building materials.

Materials and methods. Comparison of methods for determining ecological toxicity, both in terms of testing on living organisms (both domestic and international standards), as well as in terms of calculations of toxicity indicators for humans and

ecotoxicity was carried out. A research scheme was developed in which ecotoxicity becomes a key indicator for further studies of the characteristics of natural-technogenic systems.

Results. A study was carried out in which ecotoxicity was determined for the same materials by tests in the aquatic environment as well as soil samples from sites associated with the life cycle of the materials. In addition, the calculated ecotoxicity values were analyzed and compared with studies by others. The adequacy of the results obtained was confirmed.

Conclusions. Advantages and disadvantages of different methods of ecotoxicity determination are analyzed, assumptions are made about possible correlation of the results with the data obtained in studies of natural-technogenic systems. Proposals for improvement of the regulatory framework in the field of ecotoxicity determination and directions for further research are made.

KEYWORDS: ecological toxicity, building materials, life cycle assessment

FOR CITATION: Zhuk P.M. Ecological toxicity through the life cycle of building materials. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2023; 13(4):10. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.4.10

Corresponding author: Petr M. Zhuk, peter_05@bk.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Одним из важных критериев в рамках оценки воздействий на окружающую среду по жизненному циклу в соответствии с методологией международных стандартов ИСО серии 14000 является экологическая токсичность, которая справедливо выводится в ранг категорий воздействия. Каждая категория воздействия при применении стандарта ГОСТ Р ИСО 14044–2019¹ имеет показатели выбранного уровня. В частности, в качестве промежуточных параметров и примеров воздействия стандарт ГОСТ Р 56269–2014/ISO/TR 14047:2012² рассматривает концентрацию или присутствие токсических веществ в окружающей среде. А в качестве примеров воздействия конечных элементов категории экологической токсичности — популяции конкретных видов растений и животных. При этом возрастает роль показателей биологической индикации, начиная от выбора видов-индикаторов и заканчивая параметрами, оцениваемыми для этих видов [1, 2]. Одним из видов продукции, оценка жизненного цикла которой является особенно актуальной по причине постоянного роста объемов производства при развитии экономики, являются строительные материалы. В связи с растущими нагрузками на окружающую среду при производстве строительных материалов стоит уделить вопросу экологической токсичности (экоотоксичности) особое внимание и рассмотреть методы определения показателей, а также проанализировать полученные показатели для отдельных строительных материалов. Исследование категории экологической токсичности является актуальным вопросом, которому посвящен целый ряд научных работ [3, 4].

Подходы к оценке токсичности для людей и экологической токсичности в разных странах и организациях могут сильно отличаться [5–8]. Также важным вопросом является изучение корреляции категории экотоксичности с другими параметрами

оценки воздействий на окружающую среду по жизненному циклу, а также оценки состояния конкретных природно-техногенных систем.

Методическая база определения экотоксичности включает исследования с помощью различных живых организмов, а также расчетные методы, которые на настоящий момент опираются на использование программного обеспечения. Изучение и применение этих методов, установление корреляции между некоторыми подходами является актуальным вопросом в современной оценке жизненного цикла строительных материалов.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Под термином «токсичность для людей» понимают негативный потенциал воздействия вредных веществ на человека, который рассчитывается с учетом их попадания в атмосферный воздух, поверхностные и подземные воды и почвы. При этом стоит принимать во внимание тот факт, что негативное влияние зависит не только от токсического потенциала вещества, но и от продолжительности пребывания вещества в конкретном компоненте геосферы. Количество определенного вредного вещества в воздухе, воде и почве помножается на весовой коэффициент, учитывающий его особенности, и в дальнейшем суммируется для всех веществ во всех средах. Потенциал токсичности для людей во многих исследованиях интерпретируется как количество вредного вещества на единицу массы тела человека, которое не вызывает негативных последствий, связанных с заболеваниями, функционированием органов и систем, снижением продолжительности жизни (понятие предельно допустимых концентраций, ПДК) [9]. При использовании в оценке воздействий предельно допустимых концентраций имеются два важных эффекта, которые пока недостаточно учитываются современными методиками. Во-первых, это одновременное совместное (синергетическое) воздействие сразу нескольких веществ, каждое из которых находится в пределах долей ПДК, но по негативному эффекту они усиливают друг друга, приводя к значительным последствиям. Во-вторых, методика предельно допустимых концентраций слабо учитывает биологическое накопление веществ в живых организмах. Попадая в них

¹ ГОСТ Р ИСО 14044–2019. Экологический менеджмент. Оценка жизненного цикла.

² ГОСТ Р 56269–2014/ISO/TR 14047:2012. Экологический менеджмент. Оценка жизненного цикла. Примеры применения ИСО 14044 к ситуациям воздействия.

минимальными долями в течение достаточно продолжительного периода, накапливающиеся вредные вещества могут приводить к серьезным негативным последствиям.

Токсичность для людей в современных оценках жизненного цикла подразделяется на связанную и не связанную с возникновением раковых заболеваний [6]. В частности, при расчете сравнительных единиц токсичности для людей (англ. Comparative Toxic Unit for Human, CTU_H) выражается ожидаемый рост смертности среди всего населения, отнесенный к массовой единице выбрасываемого вещества (количество случаев на килограмм эмиссии). Используемая в этом мультимедийная модель консенсуса USEtox не учитывает отличия в пространственном расположении, в том числе континенты и регионы мира, при этом специфические группы химикатов требуют дальнейшей обработки [10–12].

В дополнение к потенциалу токсичности для людей необходимо учитывать также потенциал вредности фиксируемых на протяжении жизненного цикла веществ для функционирования экосистем. Эта категория оценки и будет называться экологической токсичностью, которая выражается двумя отдельными величинами для воды и почвы. Получаются эти

величины экотоксичности в результате умножения количества (массы) того или иного вещества на его весовой коэффициент. Существенным недостатком такого способа расчета является то, что попаданием вредного вещества из атмосферного воздуха в воду и почву в данной модели пренебрегают.

Из схемы на рисунке следует, что экотоксичность может определяться разными методами, а самое главное — она выступает ключевым показателем не только жизненного цикла строительных материалов, но и исследования состояния экосистем [13].

Таким образом, из схемы видно, что для различных целей могут оцениваться сами материалы, а также вода и почва с мест, связанных с жизненным циклом. Для всех этих исследований актуальны свои собственные методы. Рассмотрим некоторые из них, касающиеся, в первую очередь, экотоксичности самих строительных материалов.

Динамический тест на выщелачивание позволяет определять высвобождение неорганических и нелетучих органических соединений с единицы поверхности монолитных, плитных или пленочных строительных материалов в зависимости от продолжительности контакта с водой. При испытаниях измеряются и оцениваются такие параметры, как

Методы исследования загрязнений атмосферного воздуха, почвы, поверхностных и подземных вод

Расчет показателя токсичности для людей		Расчет показателя экотоксичности в сравнительных единицах экотоксичности (СТU _е)	
Токсичность для людей в сравнительных единицах токсичности для человека (СТU _н)		Экотоксичность для почвы	Экотоксичность для воды
Вещества, вызывающие раковые заболевания	Вещества, не вызывающие раковые заболевания	В модели не учитывается поступление вредных веществ из атмосферы в воду и почву	
Недостатки: сложность учета синергетического эффекта и эффекта биологического накопления; воздействия многих веществ требуют уточнения			

Определение экотоксичности	
Токсичность воды с использованием зеленых пресноводных одноклеточных водорослей Токсичность по выживаемости пресноводных ракообразных Определение токсичности воды по воздействию на икру рыб	Уровень активности биомассы почвы Количество патогенных микроорганизмов на единицу массы почвы Содержание яиц гельминтов на единицу массы почвы Колититр Фитотоксичность (по кратности) Генотоксичность (по росту числа мутаций в сравнении с контрольными образцами, по кратности)

Определение инженерно-экологических характеристик территории	Оценка биологического разнообразия
Экологическая емкость территории Репродуктивная способность территории Биогеохимическая активность территории	Расчет индексов биологического разнообразия: • индекс Симпсона; • индекс Шеннона
Оценка состояния экосистем	

Схема методов определения экотоксичности строительных материалов и сочетания этого процесса с иными исследованиями

размер образцов, качество воды, объем воды на единицу поверхности образца, время и температура.

Альтернативным способом для материалов зернистой структуры является определение перколяции в восходящем потоке, при котором учитывается выделение неорганических и нелетучих органических соединений в зависимости от соотношения «жидкость — твердая фаза».

Тест на токсичность для пресноводных водорослей проводится в соответствии со стандартом ГОСТ Р 54496–2011³. Определение биомассы водорослей производится путем замера флуоресценции хлорофилла с помощью титровальных микропластин. Имея данные по флуоресценции, можно сделать пересчет в количество клеток при помощи корреляционного фактора. На основе количества клеток рассчитывают скорость роста и возможные препятствия ему по сравнению с контрольными образцами.

Исследования на пресноводных ракообразных определяются стандартом ГОСТ Р 56236–2014⁴. Для дафний характерно партеногенетическое размножение, что означает возможность дальнейшего развития без оплодотворения. Чувствительность используемых в тестировании организмов регулярно перепроверяется с помощью дихромата кальция в качестве референсного вещества. Осуществляется регулярный контроль проводимости, водородного показателя и содержания кислорода элюата. На этапе растворения по 5 дафний в возрасте 2–24 ч помещаются в 2 сосуда (в сумме 10 дафний на каждый этап разбавления). Оценка токсического воздействия на дафний производится через сутки и через двое суток.

Следующие два теста есть в международных стандартах, но отсутствуют в отечественных. В частности, это касается испытаний онтогенеза эмбрионов рыб⁵ и теста на светящихся бактериях⁶.

Все перечисленные методы касаются оценки состояния пресной воды. В отношении исследований биологических показателей почв следует отметить, что отбор проб, их подготовка для химического, бактериологического и гельминтологического анализа осуществляется в строгом соответствии с ГОСТ 17.4.4.02–2017⁷.

³ ГОСТ Р 54496–2011 (ISO 8692:2004). Вода. Определение токсичности с использованием зеленых пресноводных одноклеточных водорослей.

⁴ ГОСТ Р 56236–2014 (ISO 6341:2012). Вода. Определение токсичности по выживаемости пресноводных ракообразных *Daphnia magna* Straus.

⁵ ISO 15088:2007. Water quality. Determination of the acute toxicity of waste water to zebrafish eggs (*Danio rerio*).

⁶ ISO 11348-2:2007. Water quality. Determination of the inhibitory effect of water samples on the light emission of *Vibrio fischeri* (Luminescent bacteria test). Part 2. Method using liquid-dried bacteria.

⁷ ГОСТ 17.4.4.02–2017. Охрана природы. Почвы. Методы отбора и подготовки проб для химического, бактериологического и гельминтологического анализа.

Ключевым показателем состояния микробиоты почвы является уровень активности биомассы (микробов). Степень выраженности негативных процессов, происходящих в микробиоте, определяется по снижению уровня активности биомассы по сравнению с контрольными образцами. Допустимым обычно считается уменьшение активности не более чем в 5 раз.

Согласно стандартным методикам, определяют санитарно-гигиеническое состояние почвенного покрова по количеству патогенных микроорганизмов, приходящихся на 1 г почвы. Колититр представляет собой наименьшую массу образца почвы, измеряемую в граммах, в которой обнаруживается 1 кишечная палочка. Жизнеспособность этого вида бактерий сильно зависит от показателя кислотности почв. Например, в кислых почвах (уровень pH от 2,9 до 3,7) вымирание кишечной палочки происходит за 7–10 дней, а в нейтральной среде (уровень pH от 5,6 до 6,3) эта бактерия размножается и осуществляет жизнедеятельность более 3,5 месяцев. Затухание процесса размножения кишечной палочки быстрее происходит в поверхностных слоях почвы, снижаясь в песчаных грунтах в сравнении с суглинками. Любое количество яиц гельминтов в 1 кг почвы свидетельствует о ее загрязнении.

Почвенные пластинки являются методической основой определения фитотоксичности почв и позволяют фиксировать уменьшение количества проросших семян, высоту проростков и подавление их роста в сравнении с контрольными образцами. Критическим значением фитотоксичности, говорящим о значительной степени деградации почвенного покрова, является снижение количества проростков более чем в 2 раза. Показатель разнообразия мезофауны почв также характеризует экологическое состояние почв. Подсчет беспозвоночных проводят по сетке с длиной стороны 10 см с повторением 2 раза до глубины встречаемости представителей мезофауны.

Изучение генотоксичности — более сложное исследование мутагенов по сравнению с контрольными образцами. В почвах, претерпевших серьезные изменения, наблюдается увеличение количества мутаций более чем в 1000 раз.

Важны также показатели биологического разнообразия. В частности, речь может идти об индексах Симпсона и Шеннона. Например, для оценки жизненного цикла биотоплива на основе сельскохозяйственных культур [14].

Выбор материалов связан с разнообразием видов основного сырья и областей применения материалов.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Применяемые методы касались не только самих материалов, но и компонентов геосферы (в частности, почвенного покрова) в местах расположения этапов жизненного цикла этих материалов. Интересной при этом является попытка сопоставления результатов этих двух направлений исследований.

Табл. 1. Показатели экотоксичности для воды и почвы некоторых строительных материалов

Наименование строительного материала	рН	Тест на водорослях	Тест на дафниях	Икра рыб	Показатели почвы по жизненному циклу (наихудшие показатели)	
					Уровень активности биомассы (кратность уменьшения)	Фитотоксичность (кратность)
Полимербетон на основе эпоксидной смолы: • перколяция; • динамический тест на выщелачивание	9,6–9,7 9,3–9,5	2987 531	526 89	34 11	4,3	1,1
Гравий из пеностекла	9,6–9,8	5	≤ 2	≤ 2	1,3	1
Керамзитобетон	9,5–9,7	≤ 2	≤ 2	≤ 2	1,5	1,0
Газобетон на основе цемента	9,7–0,0	3	≤ 2	≤ 2	1,7	1,11
Пенопласт полистирольный: • перколяция; • динамический тест на выщелачивание	6,2–7,5	3761 678	632 98	42 21	4,9	1,13
Пенопласт пенополиуретановый: • перколяция; • динамический тест на выщелачивание	6,2–7,5	3997 712	679 114	53 26	5,1	1,18
Кровельная мембрана из полиизобутилена	6,2–7,2	≤ 2	≤ 2	≤ 2	3,6	1,05
Кровельная мембрана из этилен-пропилен-диенового мономера (EPDM)	5,6–8,1	5	≤ 2	≤ 2	2,2	1

Нахождение прямой корреляции при таком подходе вряд ли представляется возможным, но общая оценка жизненного цикла может быть дана с определенной степенью точности. Сложностью в реализации сравнительного анализа явились несколько разные сроки испытаний и разные среды. Для экотоксичности применялись сами материалы, а для оценки жизненного цикла образцы почвы с мест, связанных с их жизненным циклом. Результаты исследований приведены в табл. 1.

Из табл. 1 можно сделать вывод, что материалы с содержанием полимерных компонентов демонстрируют более серьезные проблемы с экотоксичностью. В то же время один из показателей, который отражает нагрузки на окружающую среду по жизненному циклу материала, — это кратность уменьшения уровня активности биомассы (см. его изменения для неорганических материалов). Далее предлагается рассмотреть некоторые из токсичных веществ, которые могут присутствовать в рассмотренных материалах.

Фторид был выделен из полимербетона на основе эпоксидной смолы, а также из гравия пеностекла в различном количестве (от 0,1 до 1,1 мг/л). Также полимербетон на основе эпоксидной смолы и гравия из пеностекла содержит хлорид (количество от 1 до 27 мг/л). Различное количество сульфатов в диапазоне от 1 до 6,8 мг/л содержатся в таких материалах, как кровельные мембраны, полимербетон и гравий из пеностекла. В случае кровельных

мембран были установлены в виде катионов повышенные величины цинка (от 40 до 100 мг/л), кальция (от 0,6 до 2 мг/л). В элюатах полимербетона на основе эпоксидной смолы были также установлены катионы серы, натрия, калия, магния, кальция, кремния, цинка, стронция, меди, марганца, бора, мышьяка, алюминия, молибдена, кобальта, ванадия.

Для пенопласта на основе пенополистирола особенно важным является присутствие такого вещества, как используемый в качестве антипирена гексабромциклододекан (НВСД). Это вещество и фторированные углеводороды представляют опасность с токсикологической точки зрения. НВСД в настоящее время все меньше применяется в производстве пенопластов, так как является устойчивым в окружающей среде, способен к биологическому накоплению, что следует учитывать при утилизации (переработке) изделий. В частности, он разрушается сольволизом или иными методами (например, с помощью высоких температур) [15, 16].

Помимо определения экотоксичности различными тестами с участием живых организмов стоит рассмотреть и расчетные методы определения экотоксичности, а также токсичности для людей по указанным выше формулам. Результаты определения параметров для различных строительных материалов приведены в табл. 2.

При сравнении данных о различных строительных материалах (функциональная единица — 1 кг) также все 3 показателя (раковая токсичность, нера-

Табл. 2. Расчетные показатели токсичности для людей и экотоксичности для различных строительных материалов

Наименование строительного материала	Результаты по данным источников [17, 18]			Результаты исследования		
	Токсичность для людей, STU_h		Экотоксичность, STU_e	Токсичность для людей, STU_h		Экотоксичность, STU_e
	канцерогены	не канцерогены		канцерогены	не канцерогены	
Рамы из алюминиевого сплава	2,19E–05	3,64E–04	421 838,75	2,17E–05	3,72E–04	445 724,52
Стальные рамы	1,67E–08	4,24E–08	47	1,72E–08	4,33E–08	54
Рамы из ПВХ	2,43E–05	1,39E–04	183 431,25	2,51E–05	1,44E–04	191 223,31
Пена из ППУ	2,06E–09	1,12E–07	303,64	2,11E–09	1,18E–07	311,58
Каменная вата	5,1E–09	1,2E–08	30,24	4,97E–09	1,13E–08	28,57

ковая токсичность и экотоксичность) хорошо коррелируют друг с другом. В целом из данных табл. 2 можно сделать вывод о хорошей сходимости результатов исследования с данными, полученными зарубежными специалистами. Однако практически все параметры токсичности (экологической и для людей) в исследовании несколько выше, что стоит обосновывать некоторыми особенностями отечественного жизненного цикла всех рассмотренных материалов. Полученная информация может включаться в экологические декларации и использоваться для оценки жизненного цикла. По недостаткам, над которыми стоит работать в будущем, стоит упомянуть необходимость более подробного рассмотрения каждого из этапов жизненного цикла, чтобы не пропустить важной информации; также рекомендуются стандартизация методов расчета показателей, в том числе путем работы над программами по расчету, и формирование баз данных по показателям токсичности для людей и экотоксичности.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Исследование экотоксичности строительных материалов представляет интерес для идентификации и оценки выделения вредных веществ из самих материалов, а также в местах, связанных с их жизненным циклом. Безусловным преимуществом использования категории экотоксичности является реакция живых организмов на попадание вредных веществ, которое оценивается как при анализе элюатов материалов, так и в элементах среды (например, в почве). Это гораздо более полно характеризует ситуацию по сравнению с простым определением количества того или иного вредного вещества. При помощи определения экотоксичности возможно прояснение ситуации, какие из строительных материалов стоит изучить с помощью исчерпывающей химической аналитики. При помощи такого подхода (сначала определение экотоксичности, затем химическая аналитика и идентификация вредных веществ) можно экономить средства на дорогостоящих исследованиях. Таким образом, биологический подход к оценке совсем не противоречит химико-

аналитическому, а лишь является вспомогательной составляющей и дополнением. Общие затраты времени исследования экотоксичности элюатов (их влияния на водоросли, дафнии или светящиеся бактерии) составляют от суток до полутора. При этом при повышенных значениях токсичности можно прекращать испытания с соответствующими выводами. Далее можно при необходимости продолжать тестирование еще один день (например, провести эксперименты с зародышами рыб). Тесты на почве более затратны по времени, но в некоторых случаях дают более точный результат (например, кратность уровня активности биомассы). В затраты времени на исследования стоит включать подготовку проб, замеры и оценку данных. Следует отметить подчас сильные колебания данных исследования от пробы к пробе, что требует внимательных подходов к трактовке результатов. По времени определение экотоксичности вполне сопоставимо с исследованиями строительных материалов химико-аналитическими методами [4, 19, 20].

Категорию и результаты оценки экотоксичности легче включать в жизненный цикл по сравнению с параметрами биогеоценозов в местах, связанных с жизненным циклом строительных материалов, в том числе по причинам расчета на конкретную функциональную единицу. Однако на современном этапе ключевую роль начинают играть оценка биоразнообразия по жизненному циклу материалов. Для этих исследований тесты на экотоксичность также играют важную роль, так как помогают понять на качественном и количественном уровне токсические соединения, присутствующие в жизненном цикле строительных материалов.

Методы определения экотоксичности требуют внимательного рассмотрения некоторых важных вопросов, к которым можно отнести следующие:

- различие чувствительности используемых в тестах организмов;
- сравнение результатов тестов перколяции и динамического выщелачивания дает наиболее точные результаты и исключает неадекватные выводы;

• аккуратность трактовки полученных результатов и сопоставления различных методов определения экотоксичности.

Важным направлением является изучение корреляции категории экотоксичности с категорией токсичности для людей, а также с иными параметрами жизненного цикла (потенциал парникового эффекта, повышение кислотности, эвтрофикация, потенциал разрушения озонового слоя, потенциал образования фотооксидантов), а также с такими параметрами, как инженерно-экологические характеристики (экологическая емкость, репродуктивная

способность), биоиндикационные показатели, индексы биологического разнообразия.

Актуальными направлениями исследования темы являются разработки в сфере программного обеспечения систем по типу GABi, SimaPro, Ecoinvent, а также USEtox, позволяющих рассчитывать показатели экотоксичности по жизненному циклу в автоматическом режиме. Также стоит уделить внимание совершенствованию нормативной правовой базы. В частности, это касается некоторых стандартов по контролю качества воды методами определения экотоксичности.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Груздев В.С. Биоиндикация состояния окружающей среды. Сер. Научная мысль. М. : ИНФРА-М, 2018. 160 с. DOI: 10.12737/monography_5a6f02e2738690.08466285

2. Lindner J.P., Eberle U., Schmincke E., Luick R. et al. Biodiversität in Ökobilanzen. Abschlussbericht des F+E-Vorhabens “Weiterentwicklung der Ökobilanzen durch Integration der Biodiversitätsauswirkungen von Produkten” (FKZ 3511 82 3100) // Bundesamt für Naturschutz. Bonn – Bad Godesberg, 2019. P. 242. DOI: 10.19217/skr528

3. Toxicity of Building materials. Ed. by F. Pacheco-Torgal, S. Jalali and A. Fucic. Oxford, Cambridge, Philadelphia, New Dehli, Woodhead Publishing, 2012. P. 486.

4. Heisterkamp I., Gartiser S., Kretzschmar M., Schoknecht U. et al. Methoden und Kriterien zur Bewertung der Ökotoxizität von Produkten. Dessau-Rosslau, Umweltbundesamt, 2022. P. 135.

5. Kobeticova K., Černý R. Ecotoxicology of building materials : a critical review of recent studies // Journal of Cleaner Production. 2017. P. 165. DOI: 10.1016/j.jclepro.2017.07.161

6. Pacheco-Torgal F., Jalali S. Toxicity of building materials: a key issue in sustainable construction // International Journal of Sustainable Engineering. 2011. DOI: 10.1080/19397038.2011.569583

7. Rodrigues P., Silvestre J.D., Flores-Colen I., Viegas C.A., de Brito J., Kurad R. et al. Methodology for the Assessment of the Ecotoxicological Potential of Construction Materials // Materials. 2017. Vol. 10. Issue 6. P. 649. DOI: 10.3390/ma10060649

8. Pacheco-Torgal F. Introduction to advances in the toxicity of construction and building materials // Advances in the Toxicity of Construction and Building Materials. 2022. Pp. 1–7. DOI: 10.1016/B978-0-12-824533-0.00009-8

9. Mötzl H., Zelger T. Ökologie der Dämmstoffe. Grundlagen der Wärmedämmung. Lebenszyklusanalyse von Wärmedämmstoffen. Optimale Dämmstandards. Wien, Springer-Verlag, 2000. P. 195.

10. Jungbluth N. Bewertungsmethoden in der Ökobilanzierung. Schaffhausen, ESU-services GmbH, 2023. P. 31.

11. Fantke P., Bijster M., Guignard C., Hauschild M., Huijbregts M., Jolliet O., et al. USEtox® 2.0 Documentation (Version 1). 2017. DOI: 10.11581/DTU:00000011

12. Wielandt Egemose C., Bastien D., Frette X., Birkved M., Sohn J.L. Human toxicological impacts in life cycle assessment of circular economy of the built environment: a case study of denmark // Buildings. 2022. Vol. 12. Issue 2. P. 130. DOI: 10.3390/buildings12020130

13. Жук П.М., Лаврусевич А.А. Геоэкологические аспекты анализа жизненного цикла строительных материалов // Вестник ПНИПУ. Прикладная экология. Урбанистика. 2020. № 3. С. 99–111. DOI: 10.15593/2409–5125/2020.03.09

14. Urban B., Von Haaren C., Kanning H., Krahel J., Munack A. Spatially differentiated examination of Biodiversity in LCA (Life Cycle Assessment) on national scale exemplified by biofuels // Landbauforschung Volkenrode. 2012. Vol. 62. Issue 3.

15. Zhukov A.D., Zhuk P.M., Stepina I.V. Assessment of the environmental impact on the life cycle of polystyrene thermal insulation materials // Journal of Physics: Conference Series. 2022. Vol. 2388. P. 012101. DOI: 10.1088/1742-6596/2388/1/012101

16. Жук П.М. Оценка воздействий на окружающую среду жизненного цикла пенополиуретановой теплоизоляции в строительстве // АВОВ: Вентиляция, отопление, кондиционирование воздуха, тепло-снабжение и строительная теплофизика. 2023. № 7. С. 48–51.

17. Rey-Álvarez B., Silvestre J., Garsía-Martínez A., Sanches-Montañés B. A comparative approach to evaluate the toxicity of building materials through life cycle assessment // Science of The Total Environment. 2023. Vol. 26. Issue 912. P. 168897. DOI: 10.1016/j.scitotenv.2023.168897

18. Rey-Álvarez B., Sanches-Montañés B., Garsía-Martínes A. Building material toxicity and life cycle assessment: A systematic critical review // *Journal of Cleaner Production*. 2022. Vol. 341. P. 130838. DOI: 10.1016/j.jclepro.2022.130838

19. Heisterkamp I., Gartiser S., Schoknecht U., Happel O., Kalbe U., Kretschmar M., et al. Investigating the ecotoxicity of construction product eluates

as multicomponent mixtures // *Environmental Sciences Europe*. 2023. No. 3. DOI: 10.1186/s12302-023-00711-w

20. Bandow N., Gartiser S., Ilvonen O., Schoknecht U. Evaluation of the impact of construction products on the environment by leaching of possibly hazardous substances // *Environmental Sciences Europe*. 2018. Vol. 30. P. 14. DOI: 10.1186/s12302-018-0144-2

Поступила в редакцию 27 ноября 2023 г.

Принята в доработанном виде 8 декабря 2023 г.

Одобрена для публикации 8 декабря 2023 г.

ОБ АВТОРЕ: **Петр Михайлович Жук** — доктор технических наук, доцент, декан факультета бакалавриата; **Московский архитектурный институт (государственная академия) (МАРХИ)**; 107031, г. Москва, ул. Рождественка, д. 11/4, корп. 1, стр. 4; SPIN-код: 2547-0781, ORCID: 0000-0001-6257-4710; peter_05@bk.ru.

INTRODUCTION

One of the important criteria within the life cycle assessment of environmental impacts in accordance with the methodology of ISO 14000 series international standards is environmental toxicity, which is rightly placed in the rank of impact categories. Each category of impact in the application of GOST R ISO 14044–2019¹ standard has indicators of the selected level. In particular, as intermediate parameters and examples of impact standard GOST R 56269–2014/ISO/TR 14047:2012² considers the concentration or presence of toxic substances in the environment. In addition, as examples of exposure of the final elements of the environmental toxicity category, populations of specific plant and animal species. At the same time, the role of biological indication indicators is increasing, from the choice of indicator species to the parameters evaluated for these species [1, 2]. One of the types of products, the life cycle assessment of which is particularly relevant due to the constant growth of production volumes during the development of the economy, is building materials. Due to the growing environmental loads in the production of building materials, it is worth paying special attention to the issue of environmental toxicity (ecotoxicity) and considering the methods of determining the indicators, as well as analyzing the obtained indicators for individual building materials. The study of the category of environmental toxicity is a topical issue, which is the subject of a number of scientific works [3, 4].

Approaches to the assessment of toxicity to humans and ecological toxicity can vary greatly between countries and organizations [5–8]. It is also an important

issue to study the correlation of the ecotoxicity category with other parameters of life cycle assessment of environmental impacts, as well as assessment of the state of specific natural-technogenic systems.

The methodological basis for the determination of ecotoxicity includes studies using various living organisms, as well as computational methods, which currently rely on the use of software. The study and application of these methods and the establishment of correlations between some approaches is a topical issue in modern life cycle assessment of building materials.

MATERIALS AND METHODS

The term “toxicity to humans” is understood as the negative potential for human exposure to harmful substances, which is calculated taking into account their ingress into atmospheric air, surface and ground water and soil. It is worth taking into account the fact that the negative impact depends not only on the toxic potential of the substance, but also on the duration of the substance’s stay in a particular component of the geosphere. The amount of a particular harmful substance in air, water and soil is multiplied by a weighting factor that takes into account its specific characteristics and is further summarized for all substances in all media. The toxicity potential for humans in many studies is interpreted as the amount of a harmful substance per unit of human body weight that does not cause adverse effects associated with diseases, functioning of organs and systems, and reduced life expectancy (the concept of maximum permissible concentrations, MPC) [9]. When using maximum permissible concentrations in the assessment of impacts, there are two important effects that are not yet sufficiently taken into account by modern methods. Firstly, it is a simultaneous joint (synergistic) impact of several substances, each of which is within a fraction of MPC, but in terms of negative effect, they reinforce each other, leading to significant consequences. Secondly, the methodology of maxi-

¹ GOST R ISO 14044–2019. Environmental management. Life cycle assessment.

² GOST R 56269–2014/ISO/TR 14047:2012. Environmental management. Life cycle assessment. Examples of the application of ISO 14044 to exposure situations. Examples of application of ISO 14044 to exposure situations.

imum permissible concentrations poorly takes into account the biological accumulation of substances in living organisms. Entering them in minimal fractions over a sufficiently long period of time, accumulated harmful substances can lead to serious adverse effects.

Toxicity to humans in modern life cycle assessments is subdivided into cancer-related and non-cancer-related [6]. In particular, the calculation of Comparative Toxic Units for Human (CTU_h) expresses the expected increase in mortality in the whole population attributed to the mass unit of the emitted substance (number of cases per kilogram of emission). The USEtox multimedia consensus model used in this does not take into account differences in spatial location, including continents and regions of the world, with specific chemical groups requiring further processing [10–12].

In addition to the potential for toxicity to humans, the potential for harm to ecosystem function of life-cycle fixed substances must also be considered. This category of assessment will be referred to as ecological toxicity, which is expressed as two separate values for water and soil. These ecotoxicity values are obtained by multiplying the quantity (mass) of a substance by its weighting factor. A significant disadvantage of this method of calculation is that the penetration of harmful substances from atmospheric air into water and soil is neglected in this model.

The scheme in figure shows that ecotoxicity can be determined by different methods, and most importantly, it is a key indicator not only for the life cycle of building materials, but also for the study of the state of ecosystems [13].

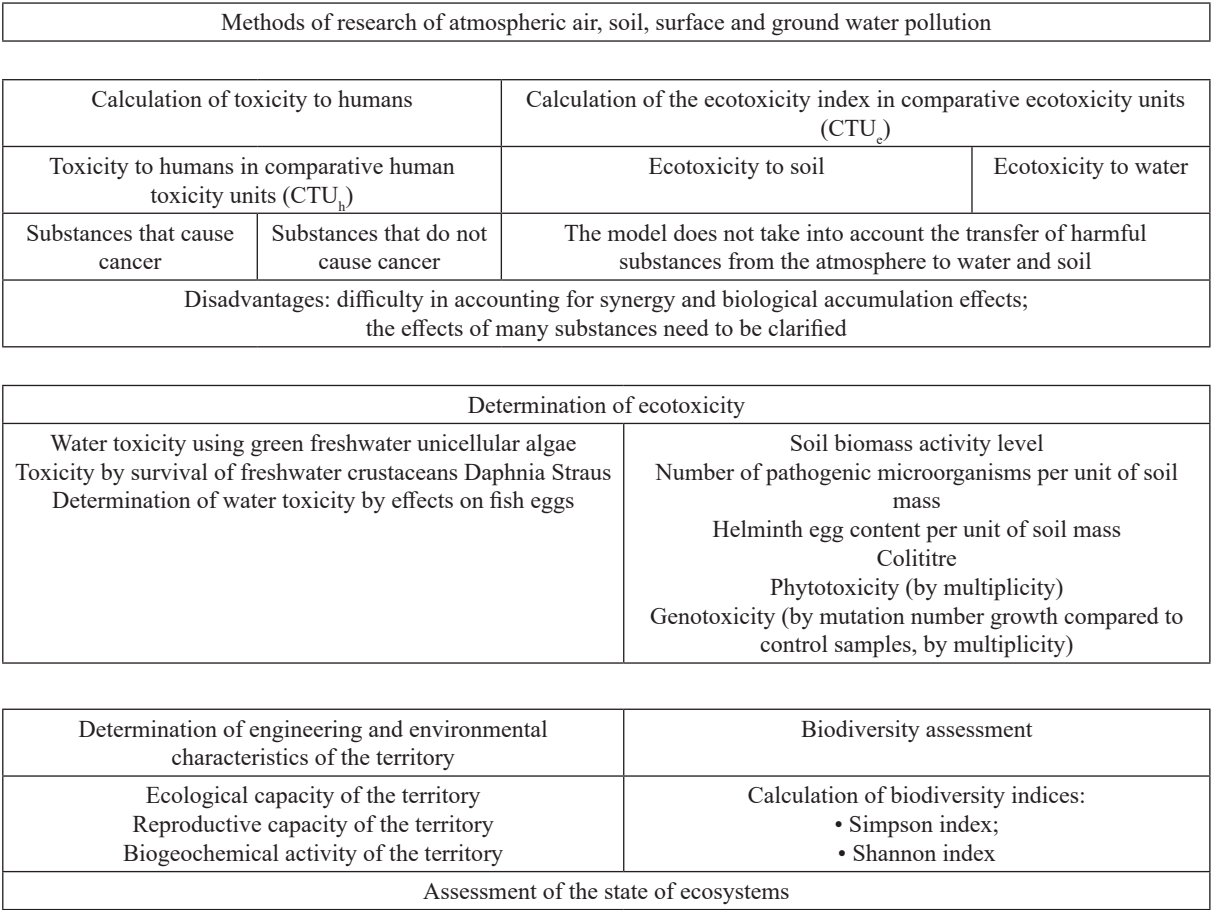
Thus, it can be seen from the scheme that the materials themselves, as well as water and soil from life cycle sites, can be evaluated for different purposes. For all these studies, their own methods are relevant. Let us consider some of them, primarily concerning the ecotoxicity of the building materials themselves.

The dynamic leaching test determines the release of inorganic and non-volatile organic compounds from a unit surface of monolithic, slab or film building materials as a function of the duration of contact with water. The test measures and evaluates parameters such as specimen size, water quality, water volume per unit surface area of the specimen, time and temperature.

An alternative method for granular materials is the determination of upstream percolation, which takes into account the release of inorganic and non-volatile organic compounds depending on the liquid-to-solid phase ratio.

The toxicity test for freshwater algae is carried out in accordance with GOST R 54496–2011 (ISO 8692:2004)³. Determination of algal biomass is per-

³ GOST R 54496–2011 (ISO 8692:2004). Water. Determination of toxicity using green freshwater unicellular algae.



Scheme of methods for determining the ecotoxicity of building materials and combining this process with other studies

formed by measuring chlorophyll fluorescence using titration microplates. With the fluorescence data available, a conversion to cell counts can be made using a correlation factor. Based on the cell counts, the growth rate and possible growth impediments are calculated compared to the control samples.

Studies on freshwater crustaceans are defined by the standard GOST R 56236–2014 (ISO 6341:2012)⁴. *Daphnia* are characterized by parthenogenetic reproduction, which means that further development without fertilization is possible. The sensitivity of the organisms used in the test is regularly rechecked using calcium dichromate as a reference substance. Conductivity, hydrogen index and oxygen content of the eluate are regularly monitored. During the dilution step, 5 *daphnia* aged 2–24 hours are placed in 2 vessels (total of 10 *daphnia* for each dilution step). Toxic effects on *daphnia* are assessed after one day and after two days.

The following two tests are in international standards, but are absent in domestic standards. In particular, it concerns tests of fish embryo ontogenesis⁵ and the luminescent bacteria test⁶.

All the above methods relate to the assessment of fresh water condition. With regard to studies of biological indicators of soils, it should be noted that sampling, their preparation for chemical, bacteriological and helminthological analysis is carried out in strict compliance with GOST 17.4.4.02–2017⁷.

The key indicator of soil microbiota condition is the level of biomass (microbial) activity. The degree of severity of negative processes occurring in the microbiota is determined by the reduction of biomass activity level compared to control samples. Usually not more than 5-fold decrease in activity is considered acceptable.

According to standard methods, the sanitary-hygienic condition of the soil cover is determined by the number of pathogenic microorganisms per 1 g of soil. The colititre is the smallest mass of a soil sample, measured in grams, in which 1 *bacterium coli* is found. The viability of this bacterial species is highly dependent on the acidity index of soils. For example, in acidic soils (pH level from 2.9 to 3.7), the extinction of *E. coli* occurs in 7–10 days, while in neutral environments (pH level from 5.6 to 6.3) this *bacterium* multiplies and is active for more than 3.5 months.

The attenuation of *bacterium coli* reproduction is faster in surface soil layers, decreasing in sandy soils compared to loams. Any number of helminth eggs in 1 kg of soil indicates soil contamination.

Soil plates are the methodological basis for determining the phytotoxicity of soils and allow to record the reduction in the number of germinated seeds, height of seedlings and suppression of their growth in comparison with control specimens. The critical value of phytotoxicity, indicating a significant degree of degradation of the soil cover is a decrease in the number of seedlings more than 2 times. The indicator of soil mesofauna diversity also characterizes the ecological state of soils. Counting of invertebrates is carried out on a grid with a side length of 10 cm with repetition 2 times to the depth of occurrence of mesofauna representatives.

Genotoxicity studies are a more complex study of mutagens compared to control samples. In soils that have undergone serious changes, an increase in the number of mutations by more than 1,000 times is observed.

Biodiversity indicators are also important. In particular, it can be Simpson and Shannon indices. For example, to assess the life cycle of crop-based biofuels [14].

The choice of materials is related to the variety of basic raw materials and material applications.

RESEARCH RESULTS

The methods used were not only concerned with the materials themselves, but also with the components of the geosphere (in particular, the soil cover) at the locations of the life cycle stages of these materials. What is interesting is the attempt to compare the results of these two lines of research. A direct correlation is hardly possible with this approach, but a general assessment of the life cycle can be made with a certain degree of accuracy. A difficulty in realizing the comparative analysis was the slightly different testing times and different environments. For ecotoxicity, the materials themselves were used, and for life cycle assessment, soil samples from sites associated with their life cycle were used. The results of the studies are summarized in Table 1.

It can be concluded from Table 1 that materials containing polymeric components show more serious problems with ecotoxicity. At the same time, one of the indicators that reflects the environmental loads over the life cycle of a material is the multiplicity of reduction in the biomass activity level (see its variation for inorganic materials). In the following, it is proposed to consider some of the toxic substances that may be present in the materials considered.

Fluoride was isolated from epoxy resin-based polymer concrete as well as from expanded glass gravel in varying amounts (from 0.1 to 1.1 mg/litre). Also the polymer concrete based on epoxy resin and the foam glass gravels contain chloride (amounts ranging from 1 to 27 mg/litre). Different amounts of sulphate ranging from 1 to 6.8 mg/litre are contained in materials such as roofing membranes, polymer concrete and expanded

⁴ GOST R 56236–2014 (ISO 6341:2012). Water. Determination of toxicity by survival of freshwater crustaceans *Daphnia magna* Straus.

⁵ ISO 15088:2007. Water quality. Determination of the acute toxicity of waste water to zebrafish eggs (*Danio rerio*).

⁶ ISO 11348-2:2007. Water quality. Determination of the inhibitory effect of water samples on the light emission of *Vibrio fischeri* (Luminescent bacteria test). Part 2. Method using liquid-dried bacteria.

⁷ GOST 17.4.4.02–2017. Nature Protection. Soils. Methods of sampling and preparation of samples for chemical, bacteriological and helminthological analysis.

Table 1. Ecotoxicity indicators for water and soil of some construction materials

Name of building material	pH	Water-weed test	Daphnia test	Fish roe	Soil indicators by life cycle (worst indicators)	
					Biomass activity level (multiplicity of reduction)	Phytotoxicity (multiplicity)
Polymer concrete based on epoxy resin: • percolation; • dynamic leaching test	9.6–9.7 9.3–9.5	2,987 531	526 89	34 11	4.3	1.1
Foam glass gravel	9.6–9.8	5	≤ 2	≤ 2	1.3	1
Expanded claycrete	9.5–9.7	≤ 2	≤ 2	≤ 2	1.5	1.0
Cement-based aerated concrete	9.7–10.0	3	≤ 2	≤ 2	1.7	1.11
Polystyrene foam: • percolation; • dynamic leaching test	6.2–7.5	3,761 678	632 98	42 21	4.9	1.13
Polyurethane foam board: • percolation; • dynamic leaching test	6.2–7.5	3,997 712	679 114	53 26	5.1	1.18
Polyisobutylene roofing membrane	6.2–7.2	≤ 2	≤ 2	≤ 2	3.6	1.05
Roofing membrane made of ethylene propylene diene monomer (EPDM)	5.6–8.1	5	≤ 2	≤ 2	2.2	1

glass gravel. In the case of roofing membranes, elevated values of zinc (40 to 100 mg/litre), calcium (0.6 to 2 mg/litre) were found as cations. Cations of sulphur, sodium, potassium, magnesium, calcium, silicon, zinc, strontium, copper, manganese, boron, arsenic, aluminium, molybdenum, cobalt, vanadium were also found in the eluates of epoxy resin-based polymer concrete.

The presence of a substance such as hexabromocyclododecane (HBCD), which is used as a flame retardant, is particularly important for polystyrene foams. This substance and fluorinated hydrocarbons are dangerous from a toxicological point of view. HBCD is nowadays less and less used in the production of foams, as it is stable in the environment, capable of biological accumulation, which should be taken into account in the disposal (recycling) of products. In particular, it is destroyed by solvolysis or other methods (e.g., high temperatures) [15, 16].

In addition to the determination of ecotoxicity by various tests involving living organisms, it is worth considering calculated methods for determining ecotoxicity and toxicity to humans using the above formulae.

The results of the determination of parameters for different building materials are given in Table 2.

When comparing data on different building materials (functional unit — 1 kg), also all 3 indicators (cancer toxicity, non-cancer toxicity and ecotoxicity) correlate well with each other. In general, from the data in Table 2, it can be concluded that there is a good convergence of the results of the study with the data obtained by foreign experts. However, almost all parameters of toxicity (ecological and for humans) in the study are somewhat higher, which should be justified by some peculiarities of the domestic life cycle of all considered materials. The obtained information can be included in environmental declarations and used for life cycle assessment. The shortcomings that should be worked on in the future include the need for more detailed consideration of each of the life cycle stages in order not to miss important information; standardization of methods for calculating indicators, including by working on calculation programmes, and the formation of databases on human and ecotoxicity indicators are also recommended.

Table 2. Estimated human toxicity and ecotoxicity for different building materials

Name of building material	Results according to sources [17, 18]			Results of the study		
	Toxicity to humans, CTU _h		Ecotoxicity, CTU _e	Toxicity to humans, CTU _h		Ecotoxicity, CTU _e
	cancerogenic	not cancerogenic		cancerogenic	not cancerogenic	
Aluminium alloy frames	2.19E-05	3.64E-04	421,838.75	2.17E-05	3.72E-04	445,724.52
Steel frames	1.67E-08	4.24E-08	47	1.72E-08	4.33E-08	54
PVC frames	2.43E-05	1.39E-04	183,431.25	2.51E-05	1.44E-04	191,223.31
FPU foam	2.06E-09	1.12E-07	303.64	2.11E-09	1.18E-07	311.58
Stone wool	5.1E-09	1.2E-08	30.24	4.97E-09	1.13E-08	28.57

CONCLUSION AND DISCUSSION

The study of the ecotoxicity of building materials is of interest for the identification and assessment of the release of harmful substances from the materials themselves, as well as at sites associated with their life cycle. A definite advantage of using the ecotoxicity category is the response of living organisms to the ingestion of harmful substances, which is assessed both in the analysis of material eluates and in environmental elements (e.g. soil). This is a much more comprehensive characterization of the situation than simply determining the amount of a particular harmful substance. With the help of ecotoxicity determination it is possible to clarify which building materials are worth investigating with exhaustive chemical analytics. With this approach (first ecotoxicity determination, then chemical analytics and identification of harmful substances), costly studies can be saved. Thus, the biological assessment approach does not contradict the chemical analytical approach at all, but is merely a supporting component and complement. The total time required for ecotoxicity studies of eluates (their effect on algae, daphnia or luminescent bacteria) ranges from one day to one and a half days. In this case, if toxicity values are elevated, the tests can be terminated with appropriate conclusions. Further testing can be continued for another day if necessary (e.g. experiments with fish embryos). Soil tests are more time consuming, but in some cases give more accurate results (e.g. multiplicity of biomass activity levels). Sample preparation, measurement and data evaluation should be included in the time required for research. It should be noted that there are sometimes large fluctuations from sample to sample, which requires careful interpretation of the results. In terms of time, the determination of ecotoxicity is quite comparable to studies of construction materials using chemical-analytical methods [4, 19, 20].

The category and results of ecotoxicity assessment are easier to incorporate into the life cycle compared to biogeocoenosis parameters in locations related to the life cycle of construction materials, including for reasons of calculation per specific functional unit. However, biodiversity assessment through the life cycle of materials is beginning to play a key role at the present stage. For these studies, ecotoxicity tests also play an important role as they help to understand at a qualitative and quantitative level the toxic compounds present in the life cycle of building materials.

Methods for determining ecotoxicity require careful consideration of some important issues, which may include the following:

- the difference in sensitivity of the organisms used in the tests;
- comparing the results of percolation and dynamic leaching tests gives the most accurate results and excludes inadequate conclusions;
- accuracy of interpretation of the results obtained and comparison of different methods of ecotoxicity determination.

An important direction is to study the correlation of the category of ecotoxicity with the category of toxicity to humans, as well as with other life cycle parameters (greenhouse effect potential, acidity increase, eutrophication, ozone depletion potential, photo-oxidant formation potential), as well as with such parameters as engineering-ecological characteristics (ecological capacity, reproductive capacity), bioindication indicators, biodiversity indices.

Current areas of research are the development of software systems such as GABi, SimaPro, Ecoinvent, and USEtox, which allow the calculation of life cycle ecotoxicity indicators in automatic mode. It is also worth paying attention to improving the regulatory framework. In particular, it concerns some standards for water quality control by methods of ecotoxicity determination.

REFERENCES

1. Gruzdev V.S. *Bioindication of environmental conditions. Ser. Nauchnaya mysl'*. Moscow. INFRA-M Publ., 2018; 160. DOI: 10.12737/monography_5a6f02e2738690.08466285 (rus.).
2. Lindner J.P., Eberle U., Schmincke E., Luick R. et al. Biodiversität in Ökobilanzen. Abschlussbericht des F+E-Vorhabens "Weiterentwicklung der Ökobilanzen durch Integration der Biodiversitätsauswirkungen von Produkten" (FKZ 3511 82 3100). *Bundesamt für Naturschutz*. Bonn – Bad Godesberg, 2019; 242. DOI: 10.19217/skr528
3. *Toxicity of Building materials*. Ed. by F. Pacheco-Torgal, S. Jalali, A. Fucic. Oxford, Cambridge, Philadelphia, New Dehli, Woodhead Publishing, 2012; 486.
4. Heisterkamp I., Gartiser S., Kretschmar M., Schoknecht U. et al. *Methoden und Kriterien zur Bewertung der Ökotoxizität von Produkten*. Dessau-Rosslau, Umweltbundesamt, 2022; 135.
5. Kobeticova K., Černý R. Ecotoxicology of building materials : a critical review of recent studies. *Journal of Cleaner Production*. 2017; 165. DOI: 10.1016/j.jclepro.2017.07.161
6. Pacheco-Torgal F., Jalali S. Toxicity of building materials: a key issue in sustainable construction. *International Journal of Sustainable Engineering*. 2011. DOI: 10.1080/19397038.2011.569583
7. Rodrigues P., Silvestre J.D., Flores-Colen I., Viegas C.A., de Brito j., Kurad R. et al. Methodology for the Assessment of the Ecotoxicological Potential

of Construction Materials. *Materials*. 2017; 10(6):649. DOI: 10.3390/ma10060649

8. Pacheco-Torgal F. Introduction to advances in the toxicity of construction and building materials. *Advances in the Toxicity of Construction and Building Materials*. 2022; 1-7. DOI: 10.1016/B978-0-12-824533-0.00009-8

9. Mötzl H., Zelger T. *Ökologie der Dämmstoffe. Grundlagen der Wärmedämmung. Lebenszyklusanalyse von Wärmedämmstoffen. Optimale Dämmstandards*. Wien, Springer-Verlag, 2000; 195.

10. Jungbluth N. *Bewertungsmethoden in der Ökobilanzierung*. Schaffhausen, ESU-services GmbH, 2023; 31.

11. Fantke P., Bijster M., Guignard C., Hauschild M., Huijbregts M., Joliet O., et al. *USEtox® 2.0 Documentation (Version 1)*. 2017. DOI: 10.11581/DTU:00000011

12. Wielandt Egemose C., Bastien D., Frette X., Birkved M., Sohn J.L. Human toxicological impacts in life cycle assessment of circular economy of the built environment: A case study of denmark. *Buildings*. 2022; 12(2):130. DOI: 10.3390/buildings12020130

13. Zhuk P.M., Lavrusevich A.A. Geoecological aspects of life cycle analysis of building materials. *Vestnik PNIPU. Prikladnaya ehkologiya. Urbanistika*. 2020; 3:99-111. DOI: 10.15593/2409-5125/2020.03.09 (rus.).

14. Urban B., Von Haaren C., Kanning H., Krah J., Munack A. Spatially differentiated examination of Biodiversity in LCA (Life Cycle Assessment) on national scale exemplified by biofuels. *Landbauforschung Volkenrode*. 2012; 62(3).

15. Zhukov A.D., Zhuk P.M., Stepina I.V. Assessment of the environmental impact on the life cycle of polystyrene thermal insulation materials. *Journal of Physics: Conference Series*. 2022; 2388:012101. DOI: 10.1088/1742-6596/2388/1/012101

16. Zhuk P.M. Assessment of environmental impacts of the life cycle of polyurethane foam thermal insulation in construction. *AVOK: Ventilyaciya, otopenie, kondicionirovanie vozduha, teplosnabzhenie i stroitel'naya teplofizika*. 2023; 7:48-51. (rus.).

17. Rey-Álvarez B., Silvestre J., Garsía-Martínez A., Sanches-Montañés B. A comparative approach to evaluate the toxicity of building materials through life cycle assessment. *Science of The Total Environment*, 2023; 26(912):168897. DOI: 10.1016/j.scitotenv.2023.168897

18. Rey-Álvarez B., Sanches-Montañés B., Garsía-Martínez A. Building material toxicity and life cycle assessment: A systematic critical review. *Journal of Cleaner Production*. 2022; 341:130838. DOI: 10.1016/j.jclepro.2022.130838

19. Heisterkamp I., Gartiser S., Schoknecht U., Happel O., Kalbe U., Kretzschmar M. et al. Investigating the ecotoxicity of construction product eluates as multicomponent mixtures. *Environmental Sciences Europe*. 2023; 3. DOI: 10.1186/s12302-023-00711-w

20. Bandow N., Gartiser S., Ilvonen O., Schoknecht U. Evaluation of the impact of construction products on the environment by leaching of possibly hazardous substances. *Environmental Sciences Europe*. 2018; 30:14. DOI: 10.1186/s12302-018-0144-2

Received November 27, 2023.

Adopted in revised form on December 8, 2023.

Approved for publication on December 8, 2023.

B I O N O T E S : **Petr M. Zhuk** — Doctor of Technical Sciences, Associate Professor, Dean Faculty of Bachelor Degree; **Moscow Institute of Architecture (State Academy) (MARKHI)**; Rozhdestvenka 11/4, bldg. 1, page 4, Moscow, 107031, Russian Federation; SPIN-code: 2547-0781, ORCID: 0000-0001-6257-4710; peter_05@bk.ru.