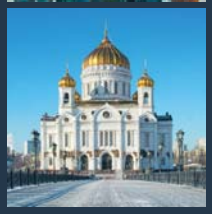
ISSN 2224-9494 (Print)
ISSN 2782-3938 (Online)

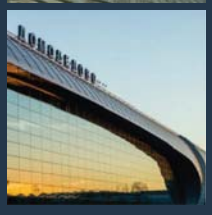
№ 4(39) 2023

НИЦ строительство
научно-исследовательский центр

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко | НИИЖБ им. А.А. Гвоздева | НИИОСП им. Н.М. Герсеванова

ВЕСТНИК
НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»





НАУЧНЫЙ ПОТЕНЦИАЛ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ

НИЦ строительство
научно-исследовательский центр

ВЕСТНИК
НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

№ 4(39) 2023

НАУЧНЫЙ ПОТЕНЦИАЛ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ

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

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

Учредитель и издатель: АО «НИЦ «Строительство»

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

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

RESEARCH CENTER
OF CONSTRUCTION
Joint Stock Company

BULLETIN

of Science and Research Center
of Construction

No. 4(39) 2023

SCIENTIFIC POTENTIAL OF THE CONSTRUCTION INDUSTRY

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

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

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

Founder and publisher: JSC Research Center of Construction

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

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

Редакционная коллегия

УДК 69; 624; 55; 550.34; 531.01; 531.03

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

Научный редактор
СМИРНОВА Любовь Николаевна, канд. техн. наук

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

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

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

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

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

ДАВИДЮК Алексей Николаевич, д-р техн. наук
Москва, Российская Федерация

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ПЯТИКРЕСТОВСКИЙ Константин Пантелеевич,
д-р техн. наук, профессор
ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство»,
Москва, Российская Федерация

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

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

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

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

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

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

Вестник НИЦ «Строительство»
Научный потенциал строительной отрасли
Вып. 4(39) / под ред. А.И. Звездова. –
М.: АО «НИЦ «Строительство», 2023. – 148 с.
ISSN 2224-9494 (Print) ISSN 2782-3938 (Online)
DOI журнала: https://doi.org/10.37538/2224-9494
DOI выпуска: https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)
В действующем Перечне ВАК от 24.10.2023 г.
под номером 576.

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

ISSN 2224-9494 (Print)
ISSN 2782-3938 (Online)
© АО «НИЦ «Строительство»,
«Вестник НИЦ «Строительство», 2023

EDITORIAL BOARD

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

Editor in Chief
ZVEZDOV Andrey I., Dr. Sci. (Engineering), Professor

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

PYATIKRESTOVSKY Konstantin P.,
Dr. Sci. (Engineering), Professor
Research Institute of Building Constructions (TSNIISK)
named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center
of Construction, Moscow, Russian Federation

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

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

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

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

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

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

Bulletin of Science and Research Center of Construction
Scientific potential of the construction industry
Issue 4(39) / edited by A.I. Zvezdov. –
M.: JSC Research Center of Construction, 2023. – 148 p.
ISSN 2224-9494 (Print) ISSN 2782-3938 (Online)
DOI journal https://doi.org/10.37538/2224-9494
DOI issue https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)
In the current version of List of HAC from October 24, 2023 our journal has a number 576.

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

ISSN 2224-9494 (Print)
ISSN 2782-3938 (Online)
© JSC Research Center of Construction, Bulletin of Science
and Research Center of Construction, 2023

Содержание

Строительные конструкции, здания и сооружения

Гаранжа И.М., Танасогло А.В., Писарева М.М.
Особенности построения конечно-элементной расчетной модели трубчатой башни ветроагрегата 7

Зенин С.А., Кудинов О.В., Кудяков К.Л., Юрин Е.Ю., Хлебников С.К.
Прочность нормальных сечений внецентренно сжатых железобетонных конструкций с петлевыми стыками арматуры. Подготовка и проведение экспериментальных исследований 28

Комаров В.А., Ласьков С.Н.
Сборно-монолитный узел сопряжения «ригель – плита – колонна» рамного каркаса 39

Заятдинов Д.Ф., Айкин А.В., Фролов В.М., Анисимов Д.О.
Инновационное решение в сфере микросейсмического мониторинга: отечественная автоматизированная система «АЛЗАМИР-Гео» как инструмент контроля сейсмических и геомеханических процессов* 53

Комарова М.А., Гришин И.А., Шалабин М.В., Стрекалев А.Н., Мельников Н.О.
Исследование огнестойкости и пожарной опасности комбинированных металлодеревянных конструкций 57

Кудяков К.Л., Бучкин А.В., Юрин Е.Ю., Хлебников С.К., Пентюхова В.А.
Влияние параметров предварительного напряжения арматуры композитной полимерной на жесткость и трещиностойкость изгибаемых бетонных элементов. Подготовка и проведение экспериментальных исследований 68

Пономарев О.И., Панченко Ю.Ф., Мухин М.А., Ветков А.С., Дозорова А.Ю.
Влияние размеров испытываемых образцов кладочных стеновых изделий на их прочность при сжатии 82

Тонких Г.П., Нещадимов В.А., Аверин И.А.
Непараметрическая обработка результатов экспериментальных исследований железобетонных образцов со спиральным армированием 95

Фарфель М.И., Гуров С.В., Глазунов О.В.
Способ усиления дефектов монтажных сварных швов в уникальных зданиях и сооружениях 106

Основания и фундаменты, подземные сооружения

Алексеев А.Г., Сазонов П.М., Сорокина С.П.
Взаимодействие промерзающего грунта с цементно-песчаным раствором буроопускной сваи 120

Строительные материалы и изделия

Соколов Б.С., Титаев В.А., Нещадимов В.А.
О пересмотре межгосударственного стандарта «Плиты железобетонные для покрытия городских дорог» 132

* На правах рекламы.

Contents

Building constructions, buildings and structures

Garanzha I.M., Tanasoglo A.V., Pisareva M.M.
Features of a finite-element modeling of a tubular tower for a wind-power unit..... 7

Zenin S.A., Kudinov O.V., Kudyakov K.L., Yurin E.Yu., Khlebnikov S.K.
Normal section strength of eccentrically compressed reinforced concrete structures with loop reinforcement joints. Experimental studies..... 28

Komarov V.A., Laskov S.N.
Half-precast "crossbar-slab-column" frame joint..... 39

Zayatdinov D.F., Aikin A.V., Frolov V.M., Anisimov D.O.
An innovative solution in the field of microseismic monitoring: the domestic automated system "ALZAMIR-Geo" as a tool for monitoring seismic and geomechanical processes*..... 53

Komarova M.A., Grishin I.A., Shalabin M.V., Strekalev A.N., Melnikov N.O.
Fire resistance and fire hazard study of combined metal-timber structures..... 57

Kudyakov K.L., Buchkin A.V., Yurin E.Yu., Khlebnikov S.K., Pentykhova V.A.
Effects of prestress parameters of fiber reinforced polymer rebar on the stiffness and crack resistance of bending concrete elements. Experimental studies..... 68

Ponomarev O.I., Panchenko Yu.F., Mukhin M.A., Vetkov A.S., Dozorova A.Yu.
Effects of sample dimensions in compressive strength tests of masonry wall products..... 82

Tonkikh G.P., Neshchadimov V.A., Averin I.A.
Non-parametric data processing in experimental studies of spirally reinforced concrete samples..... 95

Farfel M.I., Gurov S.V., Glazunov O.V.
Method of reinforcing defects in field welds of unique buildings and structures..... 106

Foundations, underground structures

Alekseev A.G., Sazonov P.M., Sorokina S.P.
Frost soil interaction with the cement-sand mortar of a driven precast pile..... 120

Building materials and products

Sokolov B.S., Titaev V.A., Neshchadimov V.A.
On the revision of the "Reinforced concrete slabs for pavements of city roads" interstate standard..... 132

*As an advertisement.

УДК 624.97:621.548
https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-7-27 EDN: HFKNZG

ОСОБЕННОСТИ ПОСТРОЕНИЯ КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНОЙ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ ТРУБЧАТОЙ БАШНИ ВЕТРОАГРЕГАТА

И.М. ГАРАНЖА✉, канд. техн. наук
А.В. ТАНАСОГЛО, канд. техн. наук
М.М. ПИСАРЕВА

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

Аннотация

Введение. Не вызывает сомнений актуальность проблемы выявления особенностей моделирования сооружений башенного типа, что позволит упростить работу инженера и в то же время выйти на качественно новый уровень в принятии проектных решений.

Целью данной работы является комплексная оценка влияния особенностей создания расчетной схемы на результирующий параметр – частотное поведение трубчатой башни под ветроэнергетические установки

Материалы и методы. Численные исследования проведены в отечественном ПВК SCAD Office. При создании расчетных моделей использованы типы КЭ 41, 42, 44 и 50. При определении оценки влияния типа конечного элемента были произведены расчеты цилиндрической башни с фиксированными параметрами с учетом изменений типа и размера КЭ. При расчетах оценивающими факторами являлись: изменение напряжений, а также изменение частоты первой формы собственных колебаний. При сравнении значений напряжений в качестве расчетной принималась пластина третьего ряда от закрепленного основания. В качестве ветроагрегатов рассмотрены установки Turbowind T600–48 и Eviag EV 100.

Результаты. Достаточную величину дискретизации расчетной схемы для определения частоты собственных колебаний следует принимать $nR = 12$, т. к. дальнейшее увеличение значения nR приведет к изменению частоты собственных колебаний менее чем на 1 %. Определены фиксированные частоты для ветроагрегата Eviag EV 100, равные 0,275 и 0,825 Гц. Для Turbowind T600–48 определен диапазон резонансных частот по причине наличия переменной частоты вращения ротора: диапазон стартовых частот – от 0,255 до 0,765 Гц, а диапазон максимальных частот – от 0,383 до 1,149 Гц.

Выводы. При формировании расчетной схемы башни в ПВК SCAD рационально использовать 44-й тип конечного элемента с учетом полученной достаточной величины дискретизации. Полученный спектр собственных и резонансных частот позволяет при принятии проектных решений избежать появления резонансного эффекта.

Ключевые слова: трубчатая башня ветроагрегата, тип конечного элемента, частота собственных колебаний, форма собственных колебаний, частота вращений ветротурбины, дискретизация расчетной модели

Для цитирования: Гаранжа И.М., Танасогло А.В., Писарева М.М. Особенности построения конечно-элементной расчетной модели трубчатой башни ветроагрегата. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2023;39(4):7–27. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-7-27

Вклад авторов

Гаранжа И.М. – идея, концепция исследования, написание исходного текста, обработка материала, итоговые выводы.

Танасогло А.В., Писарева М.М. – концепция исследования, написание исходного текста, итоговые выводы.

Финансирование
Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 01.11.2023
Поступила после рецензирования 27.11.2023
Принята к публикации 30.11.2023

FEATURES OF A FINITE-ELEMENT MODELING OF A TUBULAR TOWER FOR A WIND-POWER UNIT

I.M. GARANZHA✉, Cand. Sci. (Engineering)
A.V. TANASOGLO, Cand. Sci. (Engineering)
M.M. PISAREVA

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

Abstract

Introduction. Being indisputably relevant, an identification of the features of modeling tower structures can simplify the work of engineers and simultaneously move the design decision-making to a qualitatively new level.

Aim. To assess the effect, caused by some particular features of a computational modelling, on the resulting parameter, representing the frequency behavior of a tubular tower for wind-power units.

Materials and Methods. Numerical studies were conducted using a domestic SCAD Office programming and computing suite. In computational modeling, 41st, 42nd, 44th and 50th FE types were used. During the assessment of effects, caused by the finite element type, calculations of a cylindrical tower with fixed parameters were performed, taking into account variations in the type and size of the FE. Estimating factors in calculations included: variations in stresses, as well as in the frequency of first-mode natural oscillations. During the comparison of stress values, the plate of the third from the fixed base row was taken as the design one. Turbowind T600-48 and Eviag EV 100 were considered as wind turbines.

Results. A sufficient discretization value of the computational model for determining the frequency of natural oscillations equals to $nR = 12$, since a further increase in the value of nR will lead to variations in the frequency of natural oscillations by less than 1%. The individual frequencies of 0.275 and 0.825 Hz were determined for an Eviag EV 100 wind turbine. For a Turbowind T600-48, the range of resonant frequencies is determined due to the presence of a variable rotor speed: starting and maximum frequency ranges of 0.255–0.765 and 0.383–1.149 Hz, respectively.

Conclusions. During the modeling of a tower in the SCAD Office PCS, it is feasible to use the 44th type of finite elements, taking into account the obtained sufficient discretization value. The obtained spectrum of natural and resonant frequencies allows avoiding the appearance of a resonant effect when making design decisions.

Keywords: wind turbine tubular tower, finite element type, natural oscillation frequency, natural oscillation mode, wind turbine rotation frequency, computational model discretization

For citation: Garanzha I.M., Tanasoglo A.V., Pisareva M.M. Features of a finite-element modeling of a tubular tower for a wind-power unit. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction.* 2023;39(4):7–27. (In Russian). https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-7-27

Author contribution statements
Garanzha I.M. – idea, research concept, writing the source text, data processing, final conclusions.
Tanasoglo A.V., Pisareva M.M. – research concept, writing the source text, final conclusions.

Funding
No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest
The authors declare no conflict of interest.

Received 01.11.2023
Revised 27.11.2023
Accepted 30.11.2023

Введение

На сегодня повсеместно расчет и проектирование конструкций выполняются с использованием метода конечных элементов, реализованного как в различных зарубежных (ANSYS, NASTRAN, RSA, Sap2000, Abaqus, Etabs) [1–4], так и в отечественных программных комплексах (Lira SAPR, Lira 10, SCAD и др.), которые требуют определения особенностей создания расчетной схемы (тип и размер конечного элемента, условия сопряжения элементов в пространстве и т. д.) [5–8]. Данный подход к решению численных задач позволяет рассчитывать на максимальный уровень качества проектных решений при условии создания адекватной и в то же время простой в исполнении расчетной модели, что напрямую определяет уровень точности получаемых результатов при определении параметров напряженно-деформированного состояния (НДС), а также динамических характеристик зданий и сооружений. Проектировщику принципиально необходимо знать степень влияния различных факторов при создании конечно-элементной расчетной модели на динамический отклик объекта проектирования. Следовательно, не вызывает сомнений актуальность проблемы выявления особенностей моделирования сооружений башенного типа, что позволит упростить работу инженера и в то же время выйти на качественно новый уровень в принятии проектных решений в области ветроэнергетики в частности, находящейся сегодня на стадии активного становления и развития и оказывающей значимое влияние на энергетическую отрасль России. Вопросы, связанные с созданием и рационализацией КЭ-моделей трубчатых башенных сооружений, уже рассматривались в работах [9–14]. Непосредственно моделированию ветроэнергетических объектов в России и за рубежом посвящены исследования [15–21]. Но их результаты в полной мере не отражают особенностей моделирования вышеупомянутых конструкций и не в достаточном объеме дают представление о зависимости между геометрическими размерами башен, их напряженным состоянием и динамическими характеристиками. В связи с чем ***целью*** данной работы является комплексная оценка влияния особенностей создания расчетной схемы на результирующий параметр – частотное поведение трубчатой башни под ветроэнергетические установки Turbowind T600-48 и Eviag EV 100, наиболее популярные на ветростанциях России за последние два десятилетия [22–24]. Для проведения численных исследований использован отечественный проектно-вычислительный комплекс SCAD Office [5, 14].

Для достижения поставленной цели решены следующие ***задачи:***

– определен рациональный тип конечного элемента при моделировании трубчатой конусообразной башни;

– выявлен достаточный уровень дискретизации расчетной модели;

– выполнена оценка влияния размеров башни на параметры ее НДС и частотные характеристики, учитывая вариации геометрических параметров (высота, диаметр у основания, толщина стенки башни);

– сравнительно изучено изменение напряжений между цилиндрической башней кольцевого и многогранного сечения;

– определены геометрические параметры башен, частота собственных колебаний которых попадает между диапазонами вынужденных колебаний ротора ВЭУ, для избегания попадания конструкции в резонансное состояние еще на этапе конструирования объекта.

Предметом исследования в данной работе являются параметры НДС и частотные характеристики трубчатой башни под ветроэнергетические установки.

В качестве ***объекта исследования*** принята конструкция стальной трубчатой башни под ветроэнергетические установки.

Материалы и методы

Программный комплекс SCAD автоматически определяет тип конечного элемента в зависимости от заданной расчетной схемы. Однако тип конечного элемента пользователь может изменить вручную, при изменении КЭ возможны расхождения в результатах расчета. Универсальные конечные элементы, описанные ниже, предназначены для расчета тонких пологих оболочек. Каждый узел конечных элементов имеет по шесть степеней свободы [5, 14]:

– *U*, *V*, *W* – линейные перемещения по осям *X*, *Y* и *Z*;

– угол поворота относительно оси *OX*, положительное направление которого противоположно направлению вращения часовой стрелки, если смотреть с конца оси;

– угол поворота относительно оси *OY*, положительное направление которого противоположно направлению вращения часовой стрелки, если смотреть с конца оси;

– угол поворота относительно оси *OZ*.

Степени свободы *U*, *V* отвечают мембранным, а *W*, *UX*, *UY* – изгибным деформациям. Угол поворота *UZ* в местной системе координат элемента всегда равен нулю. Он вводится для стыковки элементов, не лежащих в одной плоскости, и необходим для пространственной работы конструкции.

Введение шарниров в узлах элементов не допускается.

Материал пластины может быть изотропным, ортотропным и анизотропным.

Произвести расчет пластинчатых элементов возможно при использовании следующих типов конечных элементов:

– прямоугольный (тип 41), рис. 1*а*;

– треугольный (тип 42), рис. 1*б*;

– четырехугольный (тип 44), рис. 1*в*;

– четырехугольный с числом узлов от четырех до восьми (тип 50), рис. 1*г*. Кроме вершин четырехугольника на каждой из сторон может находиться еще по одному узлу. Нумерация узлов с 5-го по 8-й произвольная.

Порядок задания первых четырех (трех) узлов элементов приведен на рис. 1*а–г*.

Все элементы оболочки имеют местную систему координат *X*1 *Y*1 *Z*1, в которой ось *X*1 проходит от первого узла ко второму, ось *Y*1 лежит в плоскости элемента

ортогонально *X*1 и направлена в сторону третьего узла, а ось *Z*1 образует с осями *X*1 и *Y*1 правую тройку.

Во всех элементах оболочки тангенциальные и нормальное перемещения аппроксимировались независимо. Использовались функции элементов такой же формы для расчета плит и балок стенок.

Если в соответствующей строке документа «жесткости» не задана система координат выдачи усилий, то по умолчанию усилия вычисляются в местной системе координат элемента. В центре тяжести элемента и, по требованию, в узлах вычисляются усилия *NX*, *NY*, τ*XY*, *MX*, *MY*, *MXY*, *QX*, *QY* (при наличии упругого основания *RZ*) и узловые реакции Rxi, Ryi, Rzi, RUXi, RUYi, RUZi.

При определении оценки влияния типа конечного элемента, применяемого для расчета трубчатой башни ВЭУ, были произведены расчеты цилиндрической башни с фиксированными параметрами (рис. 2). Оценка выполнялась с точки зрения влияния типа КЭ на частоту собственных колебаний.

При расчетах оценивающими факторами являлись: изменение главных (σ_X, σ_Y, τ_{XY}) и эквивалентных напряжений (σ), а также изменение частоты первой формы собственных колебаний. При сравнении значений главных и эквивалентных напряжений в качестве расчетной принималась пластина третьего ряда от основания. Это делалось для того, чтобы на значение напряжений не повлияло явление краевого эффекта, присутствующее у пластин, защемленных в основании (для КЭ 41, 44, 50), и среднее значение напряжений в четырех пластинах третьего ряда (для КЭ 42). Результаты расчета напряжений представлены в табл. 1. В таблице приведены значения нормальных и касательных напряжений, а также рассчитаны значения суммарных напряжений, вычисленных по формуле (1):

$$\sigma = N2x + N2y - Nx \times Ny + 3 \times \tau 2xy \le 1{,}15 \times R \times \gamma c \sigma = N2x + N2y - Nx \times Ny + 3 \times \tau 2xy \le 1{,}15 \times R \times \gamma c \quad (1)$$

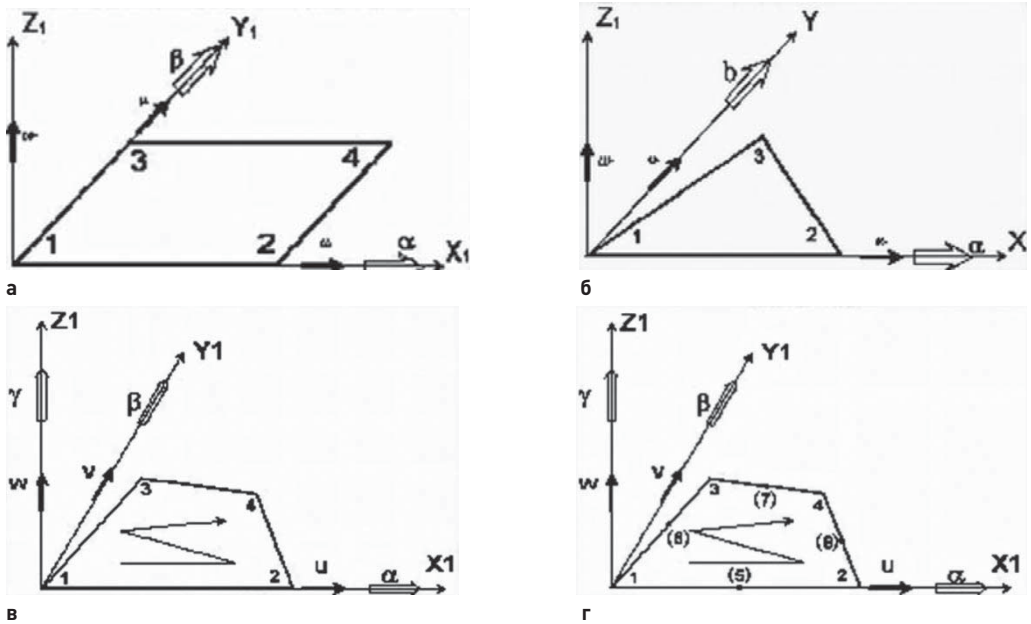
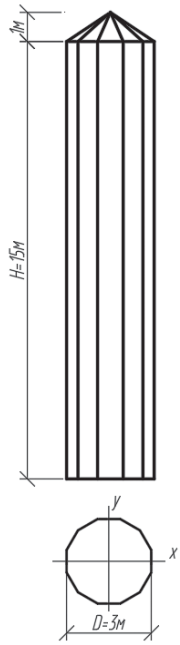


Рис. 1. Типы конечных элементов
Fig. 1. Finite element types



– высота цилиндрической части башни $H = 15$ м;
– высота конусной части башни оголовка – 1 м;
– диаметр $D = 3$ м;
– количество сегментов по окружности $nR = 12$;
– количество сегментов по высоте $nH = 30$;
– толщина стенки башни $t = 20$ мм;
– нагрузки: собственный вес башни + масса ветроагрегата $mB = 10$ т.

Рис. 2. Схема башни
Fig. 2. Scheme of a tower

Результаты исследования и обсуждения

Диаграмма изменения суммарных напряжений приведена на рис. 3.

Помимо значений напряжений учитывалась частота «первой» формы собственных колебаний башни. Первой формой является изгибная форма колебаний, представленная на рис. 4.

Значения частот собственных колебаний представлены в табл. 2.

Диаграмма изменения частот собственных колебаний при изменении типа конечного элемента предоставлена на рис. 5.

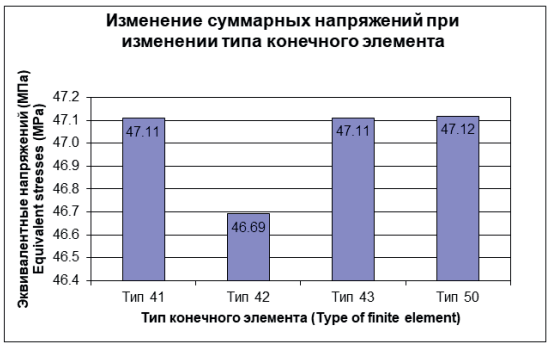


Рис. 3. Изменение эквивалентных напряжений при изменении типа КЭ
Fig. 3. Variations in equivalent stresses for various FE types

Рис. 4. Первая «изгибная» форма колебаний башни
Fig. 4. First "bending" mode of tower oscillations

Таблица 1

Значения нормальных и касательных напряжений при изменении типа КЭ

Table 1

Values of normal and shear stresses for various FE types

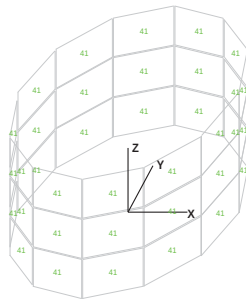
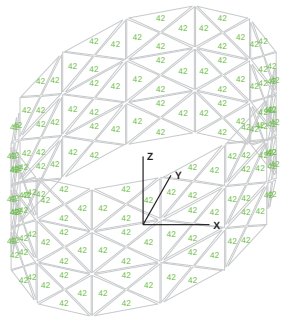
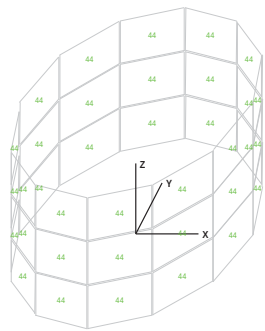
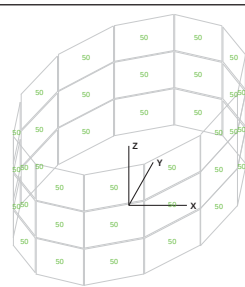
Тип КЭ	Фрагмент КЭ модели	Напряжения, МПа			
		σ_X	σ_Y	τ_{Xy}	σ
1	2	3	4	5	6
41		8,93	-0,01	8,93	47,11
42		8,87	-0,01	8,88	46,69
44		8,93	-0,01	8,93	47,11
50		8,98	0,00	8,93	47,12

Таблица 2

Значения частот собственных колебаний

Table 2

Frequency values of natural oscillation

Тип КЭ	Частота собственных колебаний, Гц
41	11,19
42	11,22
44	11,19
50	18,06

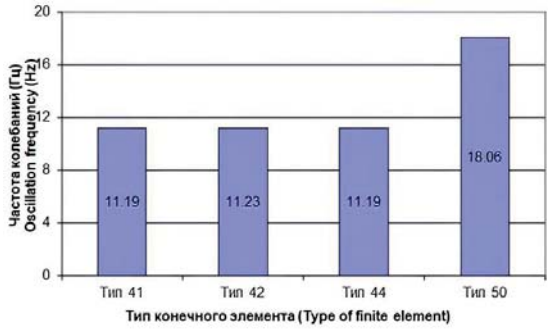


Рис. 5. Изменение частоты собственных колебаний при изменении типа КЭ
Fig. 5. Variations in the frequency of natural oscillations for various FE types

Оценка влияния размера конечного элемента на результаты расчета

Первым шагом при проектировании любой конструкции является создание расчетной схемы. Последняя должна наиболее точно характеризовать проектируемую конструкцию, однако ее схема должна быть как можно проще. При расчете цилиндрических, а также конусообразных металлических башен в программном комплексе SCAD необходимо задать несколько параметров. Помимо высоты, диаметров у основания и у оголовка, толщины стенки оболочки SCAD требует ввода количества сегментов. Программа представляет цилиндр в виде оболочки, состоящей из множества пластин. *Целью нижеизложенных исследований является оценка влияния размера конечного элемента на результаты расчета.*

В качестве расчетных были приняты конструкции башен цилиндрической формы. Изменяемыми параметрами были:

– диаметр башни, *D*;

– высота конструкции, *H*.

Анализируемые габариты башен приведены в табл. 3.

Помимо изменения геометрических характеристик производилась дискретизация построения каждой расчетной схемы. Параметром дискретизации являлось число элементов в основании схемы, запрашиваемое программным комплексом (рис. 6).

На рис. 6 в качестве искомых параметров дискретизации расчетной модели стойки приведены: *nH* – количество элементов по высоте схемы и *nR* – количество элементов в основании схемы.

Таким образом, каждая конструкция башни с фиксированными параметрами высоты и диаметра была просчитана при количестве элементов в основании *nR*. Соотношение ширины и высоты единичной пластины $\frac{HnR}{LnR} \approx 1 \frac{HnR}{LnR} \approx 1$ (рис. 7).

Параметр *nH* определялся по формуле 2:

$$nH \approx H \times nR2\pi \times R. \quad (2)$$

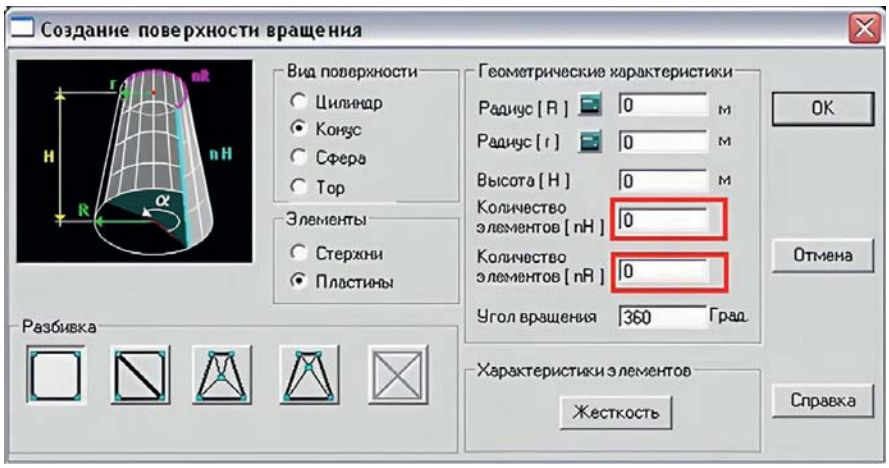
Таблица 3

Анализируемые габариты башен

Table 3

Analyzed tower dimensions

D, м	**Высота башни, м, при *H/D***			
	H/D = 5	*H/D* = 7	*H/D* = 10	*H/D* = 13
3	15	21	30	39
5	25	35	50	65
8	40	56	80	104



$nH = ?$

$nR = ?$

Рис. 6. Требуемые параметры расчетной схемы
Fig. 6. Required computational model parameters

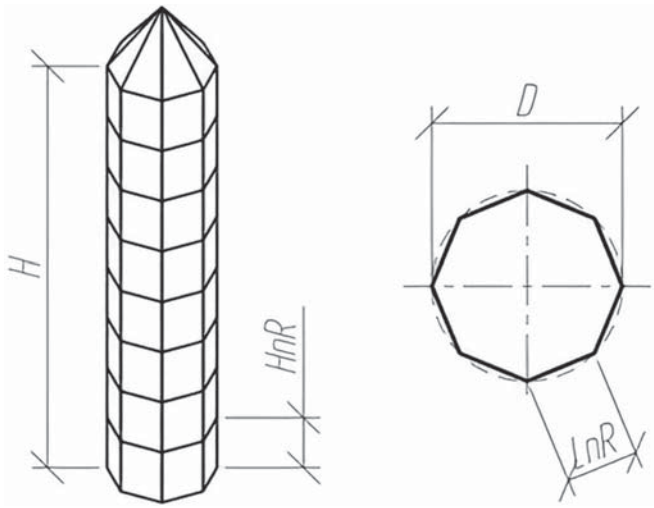


Рис. 7. Размеры конечного элемента
Fig. 7. Finite element dimensions

Таблица 4

Изменение частоты собственных колебаний при различном значении *nR*

Table 4

Variations in the frequency of natural oscillations at various *nR* values

***H*, м**	***D*, м**	***nR***	***nH***	***ν*, Гц**
15	3	6	10	1,507
		8	13	1,177
		10	16	0,942
		12	19	0,785
		14	22	0,671
		16	25	0,588

Пример 1. Башня диаметром у основания 3 м и высотой 15 м была рассчитана при nR = 6, 8, 10, 12, 14, 16. Исходные данные для расчета, а также результат расчета – частота собственных колебаний башни приведены в табл. 4.

Аналогичным образом были произведены расчеты для башен (табл. 3). После определения частоты собственных колебаний башен с различными геометрическими параметрами, а также с различным уровнем дискретизации единичных пластин были построены графики зависимости частоты башни от величины дискретизации, а также определена относительная погрешность между предыдущим и последующим уровнями дискретизации. Для D = 3 м (см. табл. 5 и рис. 8), для D = 5 м (см. табл. 6 и рис. 9), для D = 8 м (см. табл. 7 и рис. 10).

С увеличением значения nR при расчете частоты собственных колебаний точность результатов незначительно повышается, однако и усложняется анализ расчетной схемы. С каждым последующим увеличением величины дискретизации количество элементов увеличивается в геометрической прогрессии. Проанализировав полученные результаты, можно сделать вывод, что достаточный уровень дискретизации составляет 12 элементов, т. к. дальнейшее увеличение значения nR приведет к изменению частоты собственных колебаний менее чем на 1 %.

Принятое для дальнейших расчетов значение дискретизации nR = 12 достаточно для динамических расчетов конструкций, определения частоты собственных колебаний. Необходимо оценить относительную погрешность в определении напряжений. Программный комплекс SCAD позволяет определить значение напряжений в срединной точке единичной пластины. Изменяя значение дискретизации, изменяется и геометрические размеры КЭ.

Пример 2. Рассмотрим опорный участок расчетной схемы цилиндрической башни с высотой H и диаметром основания D, но при различных значениях числа дискретизации. Рассмотрим пластину третьего ряда от основания, дабы пренебречь явлением краевого эффекта (рис. 11).

При неизменяемых геометрических параметрах башни (высота, диаметр основания) были получены различные значения напряжения в точках с различной абсолютной высотой. Поэтому определить изменение значений напряжений при различной степени дискретизации невозможно из-за высокой погрешности. Для этого необходимо использовать альтернативный подход.

Таблица 5

Изменение частоты собственных колебаний башни (*D* = 3 м)

Table 5

Variations in the frequency of tower natural oscillations (*D* = 3 m)

R, м	*nR*	*H/D* = 5		*H/D* = 7		*H/D* = 10		*H/D* = 13	
		v	%	*v*	%	*v*	%	*v*	%
3	6	5,17	–	3,13	–	2,73	–	1,68	–
	8	5,34	3,4	3,23	3,2	2,81	2,9	1,72	2,4
	10	5,42	1,5	3,28	1,6	2,85	1,4	1,74	1,2
	12	5,47	0,8	3,31	0,8	2,87	0,6	1,76	0,9
	14	5,49	0,5	3,32	0,5	2,88	0,4	1,76	0,4
	16	5,51	0,3	3,33	0,3	2,89	0,3	1,77	0,3

Таблица 6

Изменение частоты собственных колебаний башни (*D* = 5 м)

Table 6

Variations in the frequency of tower natural oscillations (*D* = 5 m)

R, м	*nR*	*H/D* = 5		*H/D* = 7		*H/D* = 10		*H/D* = 13	
		v	%	*v*	%	*v*	%	*v*	%
5	6	4,48	–	3,39	–	1,74	–	1,05	–
	8	4,61	3,0	3,47	2,3	1,78	2,5	1,08	2,7
	10	4,68	1,4	3,51	1,2	1,80	1,1	1,09	1,3
	12	4,71	0,7	3,54	0,6	1,82	0,8	1,10	0,7
	14	4,73	0,4	3,55	0,4	1,82	0,4	1,10	0,4
	16	4,75	0,3	3,56	0,2	1,83	0,3	1,11	0,3

Таблица 7

Изменение частоты собственных колебаний башни (*D* = 8 м)

Table 7

Variations in the frequency of tower natural oscillations (*D* = 8 m)

R, м	*nR*	*H/D* = 5		*H/D* = 7		*H/D* = 10		*H/D* = 13	
		v	%	*v*	%	*v*	%	*v*	%
8	6	3,45	–	2,18	–	1,11	–	0,67	–
	8	3,54	2,7	2,23	2,2	1,14	2,5	0,69	2,6
	10	3,58	1,2	2,26	1,1	1,15	1,1	0,69	1,2
	12	3,61	0,6	2,27	0,6	1,16	0,7	0,70	0,7
	14	3,62	0,4	2,28	0,4	1,16	0,4	0,70	0,4
	16	3,63	0,2	2,28	0,2	1,16	0,3	0,70	0,3

Упростив расчетную схему башни до вертикального жестко защемленного у основания консольного стержня, можно определить напряжения как отношение изгибающего момента к моменту сопротивления. Изменение напряжений между цилиндрической башней с моментом сопротивления $W_{\text{КОЛЬЦА}}$ и башней, имеющей в сечении 12-угольник с $W_{n=12}$, не превышает 5%. В рамках расчетов по изучению частотного поведения башни ВЭУ это не приведет

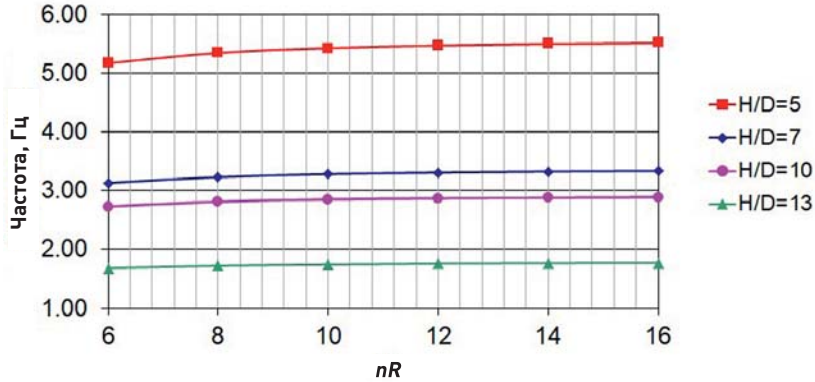


Рис. 8. Изменение частоты собственных колебаний башни (D = 3 м)
Fig. 8. Variations in the frequency of tower natural oscillations (D = 3 m)

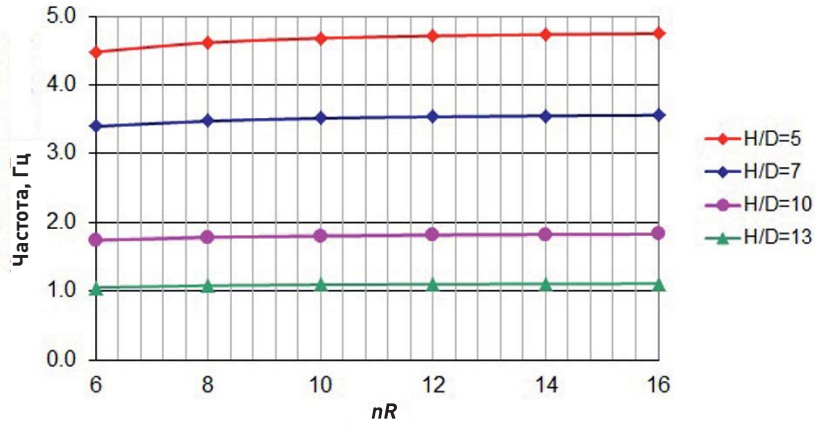


Рис. 9. Изменение частоты собственных колебаний башни (D = 5 м)
Fig. 9. Variations in the frequency of tower natural oscillations (D = 5 m)

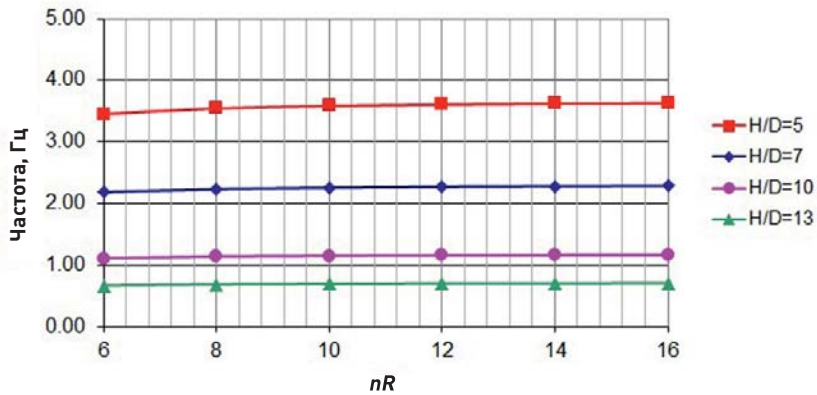


Рис. 10. Изменение частоты собственных колебаний башни (D = 8 м)
Fig. 10. Variations in the frequency of tower natural oscillations (D = 8 m)

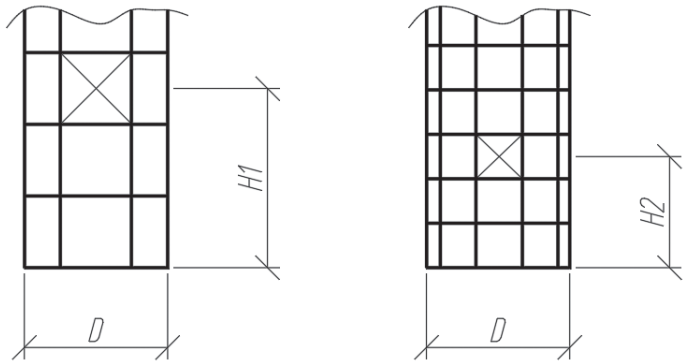


Рис. 11. Абсолютная высота расчетного КЭ при различном уровне дискретизации
Fig. 11. Absolute height of a computational FE at various discretization levels

к значительным погрешностям и является допустимым, т. к. изменение толщины стенки на 1–2 мм приведет к изменению частоты на 0,5 %.

Оценка влияния размеров трубчатой башни ветроагрегата на НДС и частотные характеристики

Воздействия от ВЭУ часто являются источником сильных вибраций. Возбуждение происходит главным образом на двух частотах:

– основная частота f^*, которая определена числом оборотов ротора в единицу времени;

– дополнительная частота f^{**}, которая определена проходом лопастей мимо башни ($f^{**} = nf^*$, где n – количество лопастей ротора).

В пределах 20-летнего срока прогнозируемой эксплуатации ВЭУ при ежегодной работе 2000–3000 часов и скорости ротора 40–70 оборотов в минуту башня противостоит более чем 10^8 циклам нагружения. Это требует использования специальных методов для вычисления выносливости, основанных на теории накопления эффекта повреждений, что особенно важно для сварной трубчатой опоры под ВЭУ большой мощности.

Для башен с первой собственной частотой $f_{01} < f^{**}$ должно рассматриваться явление стартового резонанса при выходе на расчетный режим и при остановке.

При проектировании башен необходимо выполнение условий для отношения частоты вращения ветротурбины f^{**} к первой частоте собственных колебаний системы «башня – ВЭУ» f_{01} согласно [25].

Согласно закону деформирования бетона Мандера вышеупомянутые характеристики определяются по (3):

$$0{,}3 < \frac{f^{**}}{f_{01}} < 0{,}95, \qquad 1{,}05 < \frac{f^{**}}{f_{01}} < 1{,}4. \tag{3}$$

Это может достигаться за счет увеличения жесткости конструкции башни.

Были произведены расчеты по определению частоты собственных колебаний трубчатых башен с различными геометрическими характеристиками. Задачей этих расчетов было определение изменений частотных характеристик конструкции при увеличении высоты, диаметра у основания, толщины стенки башни. Неизменным оставался лишь диаметр башни у оголовка d = 2 м, который регламентировался заводом-производителем ветроагрегата Turbowind T600-48.

Определение частотных характеристик производилось в программном комплексе SCAD, с построением расчетных моделей, имеющих основные параметры, указанные на рис. 2:

– величина дискретизации по окружности составляет nR = 12;

– высота единичной пластины приблизительно равна ее ширине $H_{nR} \approx L_{nR}$.

Основные геометрические характеристики анализируемых башен приведены на рис. 12 и 13. Особенностью расчетной модели башен является изменение жесткостных характеристик конструкции по высоте. Каждая башня условно была разделена на 20-метровые секции по высоте. Толщина стенки верхней секции для Turbowind T600-48 составляла 16 мм и увеличивалась на 1 порядок (согласно сортаменту листовой стали) для нижележащей секции, соответственно для Eviag EV 100 толщина верхней секции составляла 18 мм и увеличивалась на 1 порядок для нижележащей секции.

Для увеличения жесткости конструкции на границах секций в расчетную схему были введены диафрагмы (пластины толщиной 10 мм).

Массы внутренних лестниц, ограждений, коммуникаций не учитывались из-за незначительной величины

Масса ротора (с лопастями) и гондолы ветроагрегатов Turbowind T600-48 была представлена в виде сосредоточенной в точке массы, находившейся по (4):

$$M = Mp + M_{\Gamma} \tag{4}$$

и составляет для Turbowind T600-48 – 41 т, а для Eviag EV 100 – 81 т.

Для Eviag EV 100 характерна постоянная скорость вращения ротора, поэтому резонансные частоты имеют конкретное значение:

$$f_{\text{ст}}\,* = \frac{16{,}5\frac{\text{об}}{\text{мин}}}{60\ \text{с}} = 0{,}275\ \text{Гц}, \qquad f_{\text{ст}}\,** = 0{,}275\ \text{Гц} \times 3 = 0{,}825\ \text{Гц}\ .$$

Основной задачей являлось определение геометрических параметров башен, частота собственных колебаний которых попадает между диапазонами вынужденных колебаний ротора ВЭУ. При анализе рис. 14 и 15 был сделан вывод о том, что наиболее удовлетворяющими требованиям формулы 4 являются башни высотой от 60 до 80 м и диаметром основания 4–6 м (для Turbowind T600-48), высотой от 90 до 100 м и диаметром основания 8 м (для Eviag EV 100).

Методика определения рациональной высоты ветроагрегата зависит не только от частоты собственных колебаний конструкции, но и от ряда других факторов:

– потенциальной выработки ветроагрегата;

– массы конструкции;

– стоимости монтажа и дальнейшего обслуживания.

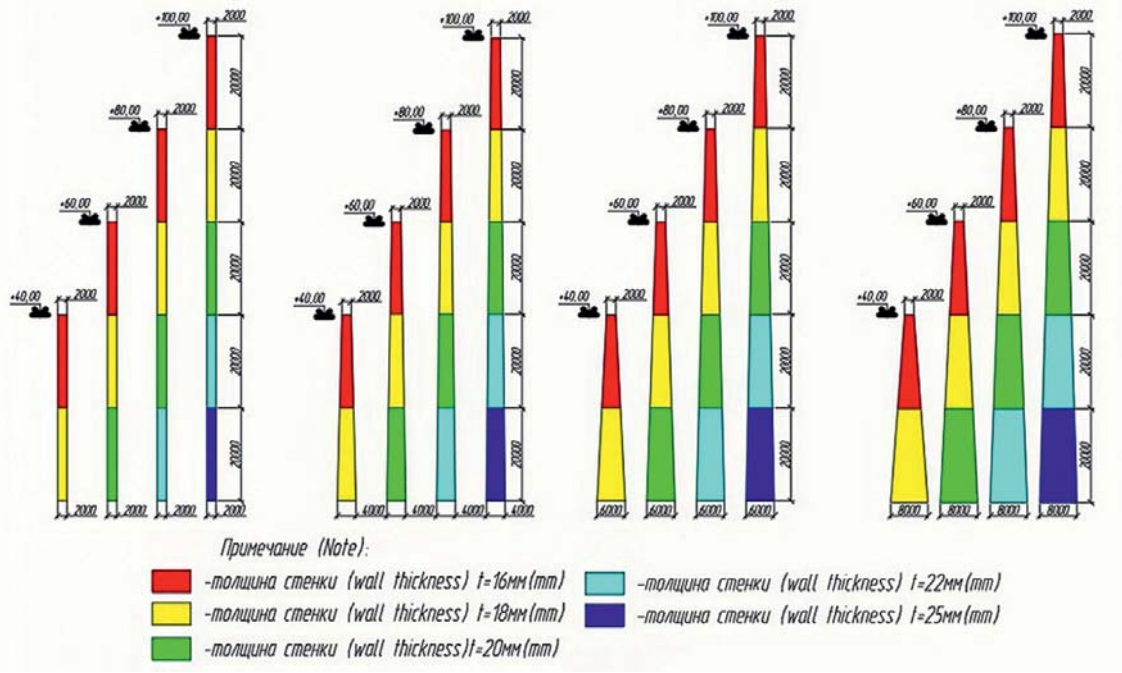


Рис. 12. Расчетные габариты башен для Turbowind T600-48
Fig. 12. Calculated dimensions of Turbowind T600–48 towers

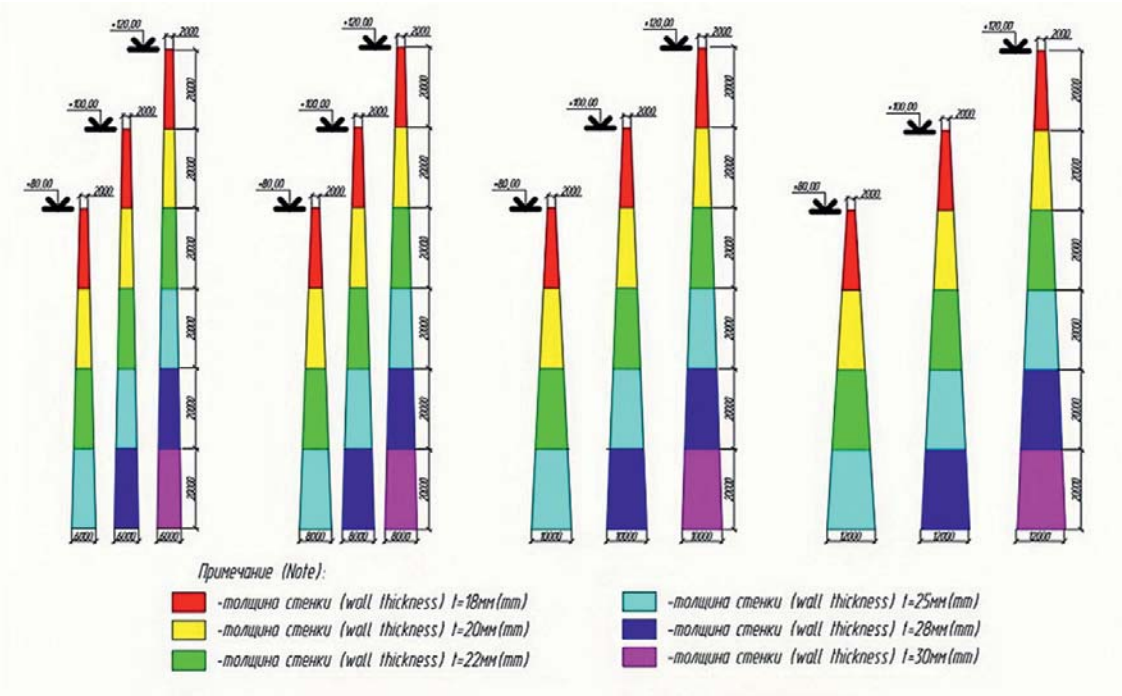


Рис. 13. Расчетные габариты башен для Eviag EV 100
Fig. 13. Calculated dimensions of Eviag EV 100 towers

В последующих расчетах определяется рациональная высота размещения ВЭУ с учетом всех вышеупомянутых показателей. График изменения массы конструкций башен показан на рис. 16, 17.

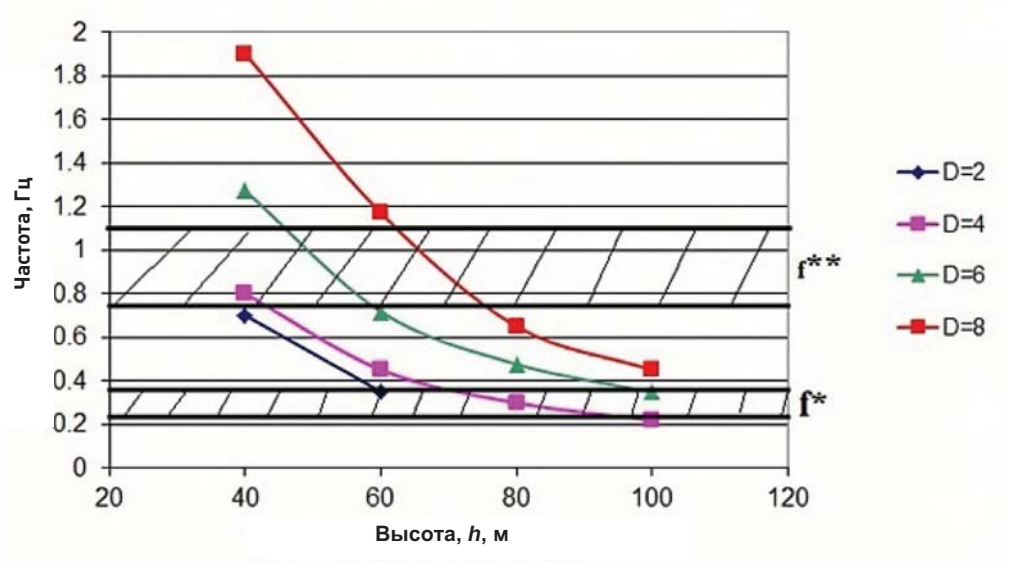


Рис. 14. Изменение частоты собственных колебаний башни с Turbowind T600–48
Fig. 14. Variations in the frequency of natural oscillations for a Turbowind T600–48 tower

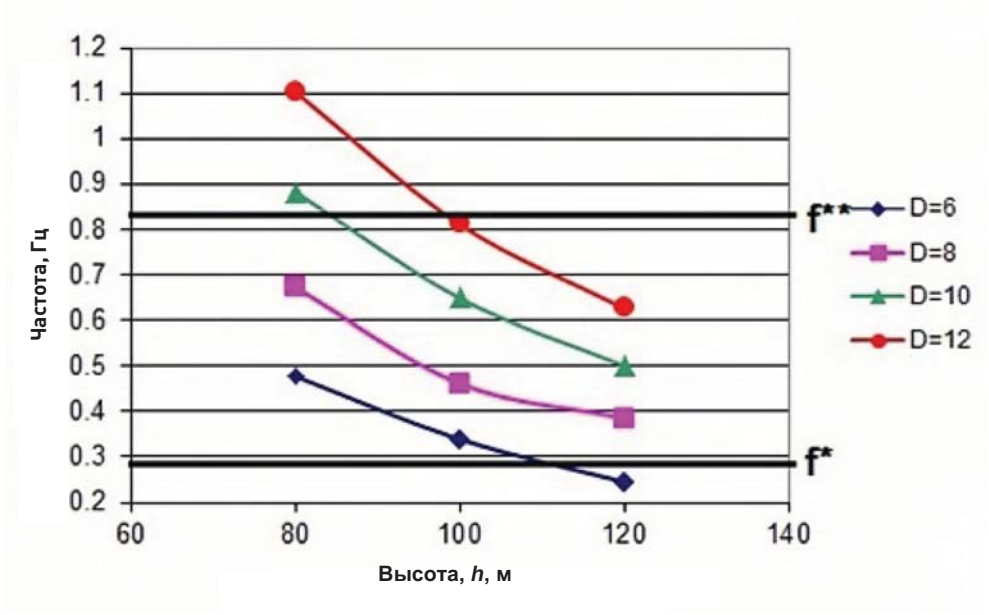


Рис. 15. Изменение частоты собственных колебаний башни с Eviag EV 100
Fig. 15. Variations in the frequency of natural oscillations for an Eviag EV 100 tower

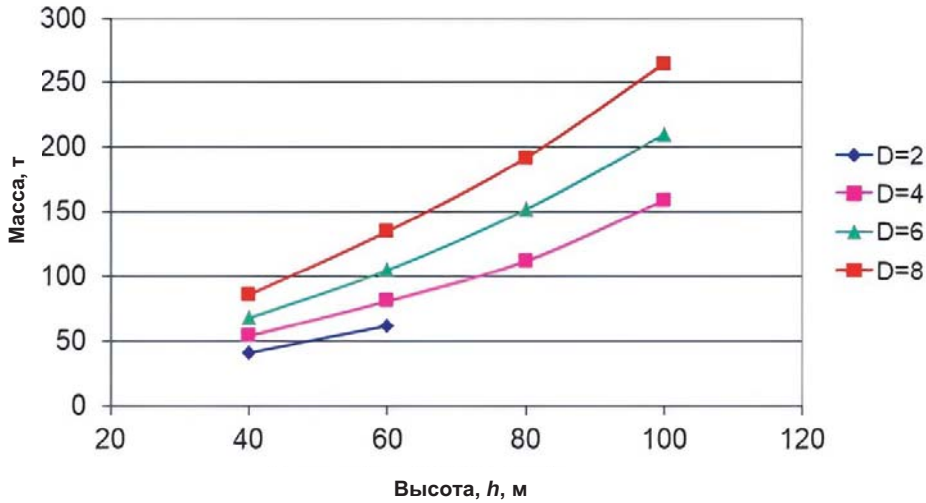


Рис. 16. Изменение массы башни с Turbowind T600–48
Fig. 16. Variations in the mass of a Turbowind T600–48 tower

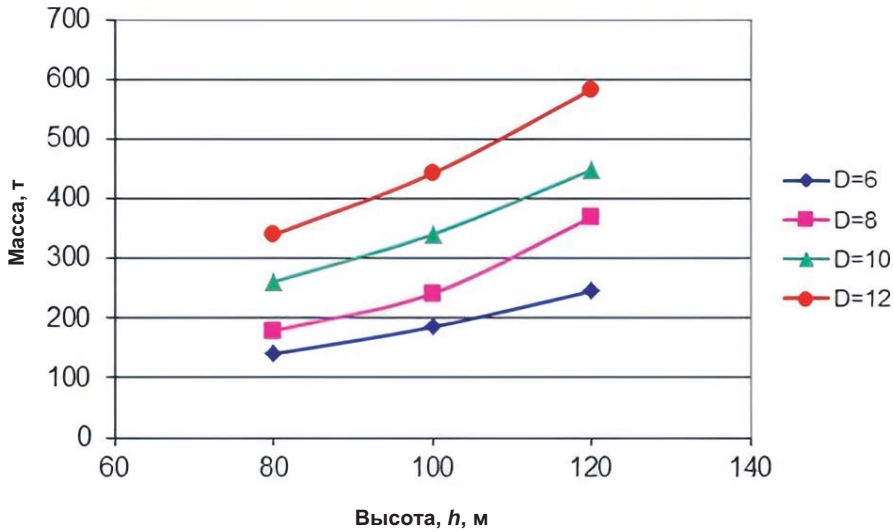


Рис. 17. Изменение массы башни с Eviag EV 100
Fig. 17. Variations in the mass of an Eviag EV 100 tower

Выводы

1. При формировании расчетной схемы конусообразной башни в программном комплексе SCAD рационально использовать 44-й тип конечного элемента (4-узловая пластина).

2. Значение частоты собственных колебаний при использовании типа КЭ 50 значительно отличается от частот, полученных при использовании других типов КЭ. Изменение частоты при использовании типов КЭ 41, 42, 44 не превышает 0,5 %. Однако в дальнейших расчетах будет использоваться тип КЭ 44 как наиболее универсальный. Применение треугольного типа КЭ 42 приведет к увеличению числа элементов и незначительно повлияет на результат.

3. Достаточную величину дискретизации расчетной схемы для определения частоты собственных колебаний следует принимать $nR = 12$, т. к. дальнейшее увеличение значения nR приведет к изменению частоты собственных колебаний менее чем на 1 %.

4. Определены фиксированные частоты для ветроагрегата Eviag EV 100, равные 0,275 и 0,825 Гц. Для Turbowind T600-48 определен диапазон резонансных частот по причине наличия переменной частоты вращения ротора: диапазон стартовых частот – от 0,255 до 0,765 Гц, а диапазон максимальных частот – от 0,383 до 1,149 Гц.

5. При вариации высот башен с шагом 20 м при $D = 2–8$ м значение первой собственной частоты снижается нелинейно от 1,86 до 0,23 Гц для ветротурбины Turbowind T600-48 и от 1,11 до 0,25 Гц для ветротурбины Eviag EV 100. На этапе предварительных расчетов башни необходимо сопоставлять собственные частоты с резонансными и при угрозе попадания конструкции в состояние резонанса вносить коррективы в первично принятые размеры с целью ликвидации резонансной угрозы.

Список литературы

1. *Басов К.А.* ANSYS для конструкторов. Москва: ДМК Пресс; 2019.
2. *Рычков С.П.* Моделирование конструкций в среде Femap NX Nastarn. Москва: ДМК Пресс; 2013.
3. *Теличко В.Г., Злобин С.Ф., Теличко Г.Н.* Параметрическое моделирование расчётных схем в среде РПК SAP2000. Тула: Наука; 2017.
4. *Zolochevskiy A.A., Becker A.A.* Introduction to ABAQUS. Bristol: Business Investor Group; 2018.
5. *Перельмутер А.В., Сливкер В.И.* Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. Киев: Сталь; 2002.
6. *Маковкин Г.А., Лихачева С.Ю.* Применение МКЭ к решению задач механики деформируемого твердого тела. Н. Новгород: ННГАСУ; 2016.
7. *Ermakova A.V.* Additional Finite Element Method for Analysis of Reinforced Concrete Structures at Limit States. Moscow: ASV; 2012.
8. *Барабаш М.С.* Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов строительства. К.: Сталь; 2014.
9. *Godat A., Legeron F., Bazonga D.* Stability investigation of local buckling behavior of tubular polygon columns under concentric compression. Thin-Walled Structures. 2012;53:31–140. https://doi.org/10.1016/j.tws.2011.12.013
10. *Trahair N.S.* Flexural-torsional buckling of structures. London: E & FNSpon; 2003.
11. *Garifullin M., Trubina D., Vatin N.* Local Buckling of Cold-Formed Steel Members with Edge Stiffened Holes. Applied Mechanics and Materials. 2014;725-726:697–702. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.725-726.697
12. *Gonçalves R. Camotim D.* Elastic buckling of uniformly compressed thin-walled regular polygonal tubes. Thin-Walled Structures. 2013;71:35–45. https://doi.org/10.1016/j.tws.2013.04.016
13. *Godat A., Legeron F., Bazonga D.* Stability investigation of local buckling behavior of tubular polygon columns under concentric compression. Thin-Walled Structures. 2012;53:131–140. https://doi.org/10.1016/j.tws.2011.12.013
14. *Васылев В.Н., Гаранжа И.М.* Особенности построения расчетной конечно-элементной модели многогранных гнутых стоек в программно-вычислительном комплексе SCAD Office. Металлические конструкции. 2009;15(2):133–140.
15. *Гордиевский Е.М., Мирошниченко А.А., Кулганатов А.З., Соломин Е.В., Станчаускас В.И.* Имитационное моделирование ветроэнергетической установки в программе Matlab/Simulink. Известия ВУЗОВ. Северо-Кавказский регион. Технические науки. 2020;(1):25–32. https://doi.org/10.17213/1560-3644-2020-1-25-32
16. *Alvarez-Anton L., Koob M., Diaz J., Minnert J.* Optimization of a hybrid tower for onshore wind turbines by Building Information Modeling and prefabrication techniques. Vizualization in Engineering. 2016;4:3. https://doi.org/10.1186/s40327-015-0032-4

17. *Горохов Е.В., Васылев В.Н., Кузнецов С.Г., Гаранжа И.М., Лозинский Э.А., Щербонос А.Г., Павловский Р.Н.* Методика определения геометрических параметров конструкций свободностоящих многогранных стоек с учетом регулирования собственных и вынужденных колебаний. Металлические конструкции. 2012;18(2):85–96.
18. *Перельмутер А.В., Микитаренко М.А.* Башни для ветроэнергетических установок: тенденции развития. Вестник ДонНАСА. 2014;(5):8–13.
19. *Wang L., Kolios A.J., Luengo M.M., Liu X.* Structural optimization of wind turbine towers based on finite element analysis and genetic algorithm. Wind Energy Science. 2016;41. https://doi.org/10.5194/wes-2016-41
20. *Kudelin A., Kucherov V.* Wind ENERGY in Russia: The current state and development trends. Energy Strategy Reviews. 2021;34:100627. https://doi.org/10.1016/j.esr.2021.100627
21. *Lu X., McElroy M.B.* Global potential for wind-generated electricity. Wind Energy Onshore Offshore Wind Turbines. 2017;(11):51–73. https://doi.org/10.1016/B978-0-12-809451-8.00004-7
22. *Жаворонок А.В., Харченко У.А.* Проблемы развития ветроэнергетической отрасли на примере России и стран Европы. Современные научные исследования и инновации. 2015;(7):106–110.
23. *Афанасьев А.А., Баранов Н.Н.* Мировая энергетика: глобальные проблемы и перспективы развития. Энергия: экономика, техника, экология. 2021;(4):34–48. https://doi.org/10.7868/S0233361921040054
24. *Фоменко Н.Е., Удовиков А.К., Манаенко И.Н., Фоменко Л.Н.* Опыт применения электроразведочных методов для оценки экологической безопасности строительства ветроэнергетических установок в Восточном Донбассе. Инженерный вестник Дона. 2020;(1). Режим доступа: http://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/N1y2020/6270
25. *Некрасов Ю.П.* Динамические воздействия ветра на металлические решетчатые башни ветроэнергетических установок [диссертация]. Макеевка: ДонГАСА; 2002.

References

1. *Basov K.A.* ANSYS for designers. Moscow: DMK Press Publ.; 2019. (In Russian).
2. *Rychkov S.P.* Structural modeling in Femap NX Nastarn. Moscow: DMK Press Publ.; 2013. (In Russian).
3. *Telichko V.G., Zlobin S.F., Telichko G.N.* Parametric modeling of design schemes in SAP2000. Tula: Nauka Publ.; 2017. (In Russian).
4. *Zolochevskiy A.A., Becker A.A.* Introduction to ABAQUS. Bristol: Business Investor Group; 2018.
5. *Perel'muter A.V., Slivker V.I.* Design models of structures and the possibility of their analysis. Kyiv: Stal' Publ.; 2002. (In Russian).
6. *Makovkin G.A., Lihacheva S.Yu.* Using FEM to solution of mechanics problems of a deformable solid body. N. Novgorod: Nizhny Novgorod State University of Architecture and Civil Engineering (NNGASU); 2016. (In Russian).
7. *Ermakova A.V.* Additional Finite Element Method for Analysis of Reinforced Concrete Structures at Limit States. Moscow: ASV; 2012.
8. *Barabash M.S.* Computer modeling of the life cycle processes of construction objects. Kyiv: Stal' Publ.; 2014. (In Russian).
9. *Godat A., Legeron F., Bazonga D.* Stability investigation of local buckling behavior of tubular polygon columns under concentric compression. Thin-Walled Structures. 2012;53:31–140. https://doi.org/10.1016/j.tws.2011.12.013
10. *Trahair N.S.* Flexural-torsional buckling of structures. London: E & FNSpon; 2003.
11. *Garifullin M., Trubina D., Vatin N.* Local Buckling of Cold-Formed Steel Members with Edge Stiffened Holes. Applied Mechanics and Materials. 2014;725-726:697–702. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.725-726.697
12. *Gonçalves R. Camotim D.* Elastic buckling of uniformly compressed thin-walled regular polygonal tubes. Thin-Walled Structures. 2013;71:35–45. https://doi.org/10.1016/j.tws.2013.04.016
13. *Godat A., Legeron F., Bazonga D.* Stability investigation of local buckling behavior of tubular polygon columns under concentric compression. Thin-Walled Structures. 2012;53:131–140. https://doi.org/10.1016/j.tws.2011.12.013

14. *Vasylev V.N., Garanzha I.M.* Features of construction of a design finite element model of multifaceted bent poles in SCAD Office software package. Metallicheskie konstruktsii = Metal Constructions. 2009;15(2):133–140. (In Russian).
15. *Gordievskii E.M., Miroshnichenko A.A., Kulganatov A.Z., Solomin E.V., Stanchauskas V.I.* Simulation modeling of a wind power plant in Matlab/Simulink program. Izvestiya VUZOV. Severo-Kavkazskii region = Bulletin of Higher Educational Institutions. North Caucasus region. Technical Sciences. 2020;(1):25–32. (In Russian). https://doi.org/10.17213/1560-3644-2020-1-25-32
16. *Alvarez-Anton L., Koob M., Diaz J., Minnert J.* Optimization of a hybrid tower for onshore wind turbines by Building Information Modeling and prefabrication techniques. Vizualization in Engineering. 2016;4:3. https://doi.org/10.1186/s40327-015-0032-4
17. *Gorohov E.V., Vasylev V.N., Kuznecov S.G., Garanzha I.M., Lozinskii E.A., Shcherbonos A.G., Pavlovskii R.N.* Method for determining the geometric parameters of structures of free-standing multifaceted racks, taking into account the regulation of natural and forced vibrations. Metallicheskie konstruktsii = Metal Constructions. 2012;18(2):85–96. (In Russian).
18. *Perel'muter A.V., Mikitarenko M.A.* Towers for wind turbines: development trends. Vestnik DonNASA = Proceeding of the Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. 2014;(5):8–13. (In Russian).
19. *Wang L., Kolios A.J., Luengo M.M., Liu X.* Structural optimization of wind turbine towers based on finite element analysis and genetic algorithm. Wind Energy Science. 2016;41. https://doi.org/10.5194/wes-2016-41
20. *Kudelin A., Kucherov V.* Wind ENERGY in Russia: The current state and development trends. Energy Strategy Reviews. 2021;34:100627. https://doi.org/10.1016/j.esr.2021.100627
21. *Lu X., McElroy M.B.* Global potential for wind-generated electricity. Wind Energy Onshore Offshore Wind Turbines. 2017;(11):51–73. https://doi.org/10.1016/B978-0-12-809451-8.00004-7
22. *Zhavoronok A.V., Harchenko U.A.* Problems of development of the wind energy industry on the example of Russia and European countries. Sovremennye nauchnye issledovaniya i innovacii = Modern scientific researches and innovations. 2015;(7):106–110. (In Russian).
23. *Afanas'ev A.A., Baranov N.N.* World energy: global problems and development prospects. Energiia: ekonomika, tekhnika, ekologiia. 2021;(4):34–48. (In Russian). https://doi.org/10.7868/S0233361921040054
24. *Fomenko N.E., Udovikov A.K., Manaenko I.N., Fomenko L.N.* Experience in the application of electrical exploration methods to assess the environmental safety of the construction of wind turbines in the Eastern Donbass. Inzhenernyi vestnik Dona = Engineering journal of Don. 2020;(1). (In Russian). Available at: http://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/N1y2020/6270
25. *Nekrasov Yu.P.* Dynamic effects of wind on metal lattice towers of wind turbines [dissertation]. Makeevka: DonGASA; 2002. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Игорь Михайлович Гаранжа✉**,** канд. техн. наук, доцент, доцент кафедры металлических и деревянных конструкций НИУ МГСУ, Москва
e-mail: garigo@mail.ru
тел.: +7 (926) 284-55-17
Igor M. Garanzha✉**,** Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, Department of Metal and Timber Structures, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow
e-mail: garigo@mail.ru
tel: +7 (926) 284-55-17

Антон Владимирович Танасогло, канд. техн. наук, доцент, доцент кафедры металлических и деревянных конструкций НИУ МГСУ, Москва
e-mail: a.v.tan@mail.ru
тел.: +7 (915) 544-36-23
Anton V. Tanasoglo, Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, Department of Metal and Timber Structures, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow
e-mail: a.v.tan@mail.ru
tel.: +7 (915) 544-36-23

Писарева Милена Михайловна, студент кафедры металлических и деревянных конструкций НИУ МГСУ, Москва
e-mail: milena.pisareva.02@bk.ru
тел.: +7 (985) 906-51-93
Milena M. Pisareva, Student, Department of Metal and Timber Structures, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow
e-mail: milena.pisareva.02@bk.ru
tel.: +7 (985) 906-51-93

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 624.012.4
https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-28-38 EDN: HHAFTY

ПРОЧНОСТЬ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПЕТЛЕВЫМИ СТЫКАМИ АРМАТУРЫ. ПОДГОТОВКА И ПРОВЕДЕНИЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

С.А. ЗЕНИН[1,✉], канд. техн. наук
О.В. КУДИНОВ[1]
К.Л. КУДЯКОВ[1,2], канд. техн. наук
Е.Ю. ЮРИН[1]
С.К. ХЛЕБНИКОВ[1,2]

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

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

Аннотация

Введение. Актуальная нормативная документация РФ содержит только общие указания по конструктивным требованиям петлевых соединений (стыков) арматуры в железобетонных конструкциях, а их влияние на несущую способность нормальных сечений, в частности внецентренно сжатых элементов, не учитывается. Эти обстоятельства ограничивают проектировщиков и могут оказывать негативное влияние на надежность принимаемых конструктивных решений. В связи с этим представляется необходимым исследовать различные возможные конструктивные решения петлевых стыков и экспериментально проверить их влияние на прочность нормальных сечений внецентренно сжатых элементов при действии статических нагрузок.

Целью работы является проведение экспериментальных исследований несущей способности нормальных сечений железобетонных внецентренно сжатых элементов с различными вариантами петлевых стыков арматуры.

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

Результаты. Получены экспериментальные данные о прочности нормальных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов с различными вариантами петлевых соединений арматуры, а также данные по их жесткости и трещиностойкости.

Выводы. По результатам экспериментальных исследований были определены разрушающие нагрузки, установлены схемы трещинообразования, определены прогибы опытных образцов. Для всех образцов с петлевыми стыками прочность нормальных сечений при внецентренном сжатии ниже на 3–12 % прочности контрольных образцов без соединений арматуры. При этом наблюдается тенденция к увеличению несущей способности по мере увеличения длины прямой вставки в стыке, а также по мере увеличения

площади поперечной арматуры в зоне стыка. В дальнейшем предполагается более детальная публикация результатов анализа полученных опытных данных.

Ключевые слова: железобетон, конструкции, прочность, соединения арматуры, петлевой стык арматуры, внецентренно сжатый элемент, экспериментальные исследования

Для цитирования: Зенин С.А., Кудинов О.В., Кудяков К.Л., Юрин Е.Ю., Хлебников С.К. Прочность нормальных сечений внецентренно сжатых железобетонных конструкций с петлевыми стыками арматуры. Подготовка и проведение экспериментальных исследований. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2023;39(4):28–38. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-28-38

Вклад авторов
Зенин С.А., Кудинов О.В. – анализ нормативно-технической базы, подготовка программы испытаний, анализ результатов исследований.
Кудяков К.Л., Юрин Е.Ю., Хлебников С.К. – подготовка и проведение экспериментальных исследований.

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

Конфликт интересов
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 29.09.2023
Поступила после рецензирования 27.10.2023
Принята к публикации 02.11.2023

NORMAL SECTION STRENGTH OF ECCENTRICALLY COMPRESSED REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH LOOP REINFORCEMENT JOINTS. EXPERIMENTAL STUDIES

S.A. ZENIN[1,✉], Cand. Sci. (Engineering)
O.V. KUDINOV[1]
K.L. KUDYAKOV[1,2], Cand. Sci. (Engineering)
E.Yu. YURIN[1]
S.K. KHLEBNIKOV[1,2]

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

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

Abstract

Introduction. The current RF regulatory documentation contains only general instructions on the structural requirements for loop reinforcement joints in reinforced concrete structures without accounting their influence on the bearing capacity of normal sections, in particular, eccentrically compressed elements. These circumstances limit designers and may have a negative effect on the reliability of design solutions. In this regard, it seems necessary to investigate various possible structural options of loop joints and experimentally check their effect on the normal section strength of eccentrically compressed elements under static loads.

Aim. To conduct experimental studies of the bearing capacity for normal sections of eccentrically compressed reinforced concrete elements with various options of loop reinforcement joints.

Materials and methods. Experimental studies were carried out by testing reinforced concrete elements under an eccentrically applied static compressive load, taken into account the requirements of the current regulations.

Results. The result of the studies involve experimental data on the normal section strength of eccentrically compressed reinforced concrete elements with various options of loop reinforcement joints, as well as data on their stiffness and crack resistance.

Conclusion. According to the results of experimental studies, destructive loads, cracking patterns, and deflections of test samples were determined. For all eccentrically compressed samples with loop joints, the strength of normal sections is lower by 3–12 % than the strength of control samples without reinforcement joints. This reveals a tendency of a bearing capacity to increase as the length of the straight insert at the joint, as well as the area of the transverse reinforcement in the joint area, increases. Further, a more detailed publication of the obtained experimental data is planned.

Keywords: reinforced concrete, structures, strength, reinforcement joints, loop reinforcement joint, eccentrically compressed element, experimental studies

For citation: Zenin S.A., Kudinov O.V., Kudyakov K.L., Yurin E.Yu., Khlebnikov S.K. Normal section strength of eccentrically compressed reinforced concrete structures with loop reinforcement joints. Experimental studies. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction.* 2023;39(4):28–38. (In Russian). https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-28-38

Author contribution statements
Zenin S.A., Kudinov O.V. – analysis of regulatory and technical documentation, test procedure preparation, analysis of research results.
Kudyakov K.L., Yurin E.Yu., Khlebnikov S.K. – preparation and conduct of experimental studies.

Funding
The study was carried out within the framework of contractual works of JSC Research Center of Construction and Federal Center for Regulation, Standardization and Technical Assessment in Construction (FAU "FCC").

Conflict of interest
The authors declare no conflict of interest.

Received 29.09.2023
Revised 27.10.2023
Accepted 02.11.2023

Введение

В действующих нормативно-технических документах, как отечественных (СП 63.13330.2018 [1]), так и зарубежных (EN 1992-1-1 Eurocode 2 [2] и DIN 1045 [3]), вопросы особенностей расчета и конструирования рассмотрены недостаточно. В российских, европейских и немецких нормативных документах приведены только конструктивные требования, предусматривающие возможность устройства петлевых соединений арматуры в железобетонных конструкциях и снижение за счет этого требуемой длины нахлеста. Влияние устройства петли на концах арматурных стержней в нахлесточных соединениях во всех указанных нормах основано на едином принципе анкеровки стержней и снижает требуемую длину нахлеста до 30%. При этом подход к конструктивным требованиям петлевых нахлесточных соединений, отраженный в [4], несколько отличается от отечественного СП 63.13330.2018 [1] и европейских норм [2] и [3]. Согласно [4] прочность петлевого соединения определяется в первую очередь прочностью сжатой полосы между петлями, а минимальная длина соединения петлевого стыка зависит только от диаметра соединяемой продольной арматуры и составляет 20d.

Анализ американского нормативного документа ACI 318 [5] показал, что его положения по конструкциям арматурных стержней с крюками и петлями на концах основаны преимущественно на опытах и исследованиях стандартных крюков, загнутых под углом 90 градусов. В связи с этим в [5] прослеживается рекомендация, что крюки с углом 90 градусов предпочтительнее, чем крюки или петли на 180 градусов, за исключением необходимых случаев.

Отдельные отечественные нормы – СП 35.13330.2011 [6] – содержат положения по расчету петлевых анкеров, объединяющих конструкционную сталь и железобетон. Согласно этим нормам, петлевое соединение арматуры допускается и в стыках сборных элементов.

Следует отдельно отметить новый отечественный нормативный документ ГОСТ Р 70447 [7], касающийся проектирования железобетонных конструкций с петлевыми стыками арматуры. Данный стандарт содержит достаточно детальные указания по расчету и конструированию железобетонных конструкций с петлевыми стыками арматуры. В основу данного стандарта легли результаты исследований, отраженные в [8] и основанные преимущественно на результатах испытаний изгибаемых элементов. Также в стандарте были учтены результаты новых исследований [9], касающиеся изгибаемых и растянутых элементов балочных конструкций.

Анализ отечественной и зарубежной литературы не позволил выявить опытные исследования для петлевых соединений сжатой арматуры. Отсутствие экспериментальных исследований в целом служит ограничением в нормативной базе и препятствием для более широкого применения таких стыков в строительной практике.

Между тем в настоящее время в железобетонных конструкциях находят применение петлевые нахлесточные соединения арматурных стержней. Наиболее широко такие типы соединений рабочей арматуры применяют в сооружениях АЭС при устройстве конструкций плит и стен из монолитного железобетона. Петлевые стыки в данных конструкциях применяют для соединения смежных объемных армоблоков, собираемых заранее и устанавливаемых в проектное положение перед бетонированием. Данный вид соединений приводит к повышению технологичности строительно-монтажных работ, т. к. значительно сокращает трудозатраты на строительной площадке при устройстве арматурных каркасов.

Положительный опыт применения таких стыков в промышленном строительстве, в частности при строительстве объектов использования атомной энергии, позволяет распространить петлевые стыки в область гражданского строительства. Учитывая такую перспективу применения конструкций петлевых стыков арматуры в массовых вертикальных железобетонных конструкциях, в т. ч. гражданских и общественных зданий, представляется целесообразным выполнить ряд экспериментальных исследований для внецентренно сжатых железобетонных конструкций с петлевыми стыками арматуры. Наряду со снижением трудозатрат на устройство арматурного каркаса это также позволит обеспечить необходимую надежность и механическую безопасность конструкций, включая достоверность теоретической методики расчета. Дополнительно это позволит оценить вклад различных факторов в несущую способность железобетонных конструкций с петлевыми стыками арматуры, таких как общая длина петлевого соединения, а также наличие поперечной арматуры в соединении.

Исходя из этого, представляется необходимым исследовать различные конструктивные решения петлевых стыков и их влияние на прочность нормальных сечений внецентренно сжатых элементов при действии статических нагрузок.

Целью является проведение экспериментальных исследований с оценкой несущей способности (прочности) нормальных сечений для серий железобетонных внецентренно сжатых элементов с различными вариантами петлевых стыков и выявление предпосылок для совершенствования системы градостроительной деятельности в части уточнения и дополнения действующих нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций.

Материалы и методы

В 2023 году сотрудниками НИИЖБ им. А. А. Гвоздева была выполнена работа по исследованию влияния различных конструктивных решений петлевых стыков на прочность нормальных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов.

Для экспериментальных исследований были изготовлены и испытаны 7 серий опытных образцов (по 3 шт. в каждой серии), условно разделенных в зависимости от конструктивных решений петлевых стыков арматуры. При этом первая серия образцов К.1 является базовой (без петлевых стыков). Образцы с петлевыми соединениями предусмотрены нескольких типов: серия К.2 с перехлестом петлевых стыков без прямой вставки (бетонное ядро круглого очертания), серия К.3 с длиной прямой вставки в петлевом стыке, равной 5*d* (*d* – диаметр продольной арматуры), а также серия К.4 с длиной прямой вставки в петлевом стыке, равной 10*d*. Также предусмотрены аналогичные опытные образцы с установкой поперечной арматуры в зоне петлевого стыка (серии К.5, К.6 и К.7). Петлевые стыки арматуры располагались в средней части опытных образцов.

Конструктивные решения опытных образцов приведены на рис. 1.

Маркировка опытных образцов и их характеристики по разработанной программе испытаний представлены в табл. 1. Дополнительно были изготовлены и испытаны контрольные образцы бетона и арматуры.

Таблица 1

Характеристики образцов для испытаний

Table 1

Test sample specification

Шифр серии по программе испытаний	Диаметр петлевого стыка, D, мм	Длина прямой вставки в стыке, c_h	Площадь поперечной арматуры в зоне стыка, A_{sw}, мм² (при наличии)
	(в зависимости от диаметра продольной арматуры d)		
К.1	нет	нет	нет
К.2	10*d*	0	нет
К.3		5*d*	нет
К.4		10*d*	нет
К.5		0	57
К.6		5*d*	113
К.7		10*d*	113

Примечания:
1. Номинальные размеры образцов ($l \times b \times h$), мм: 1000 × 170 × 170 мм.
2. Класс бетона составил не менее В25 (по минимально допустимой границе), все образцы изготовлены из одной партии бетона.
3. Продольное армирование из 4 стержней Ø 10 мм (d) класса А500С с общей площадью арматуры в сечении $A_{s,tot}$ = 314 мм².
4. Поперечное армирование в зоне петлевого стыка в виде замкнутых хомутов из стержня Ø 6 мм класса А240.

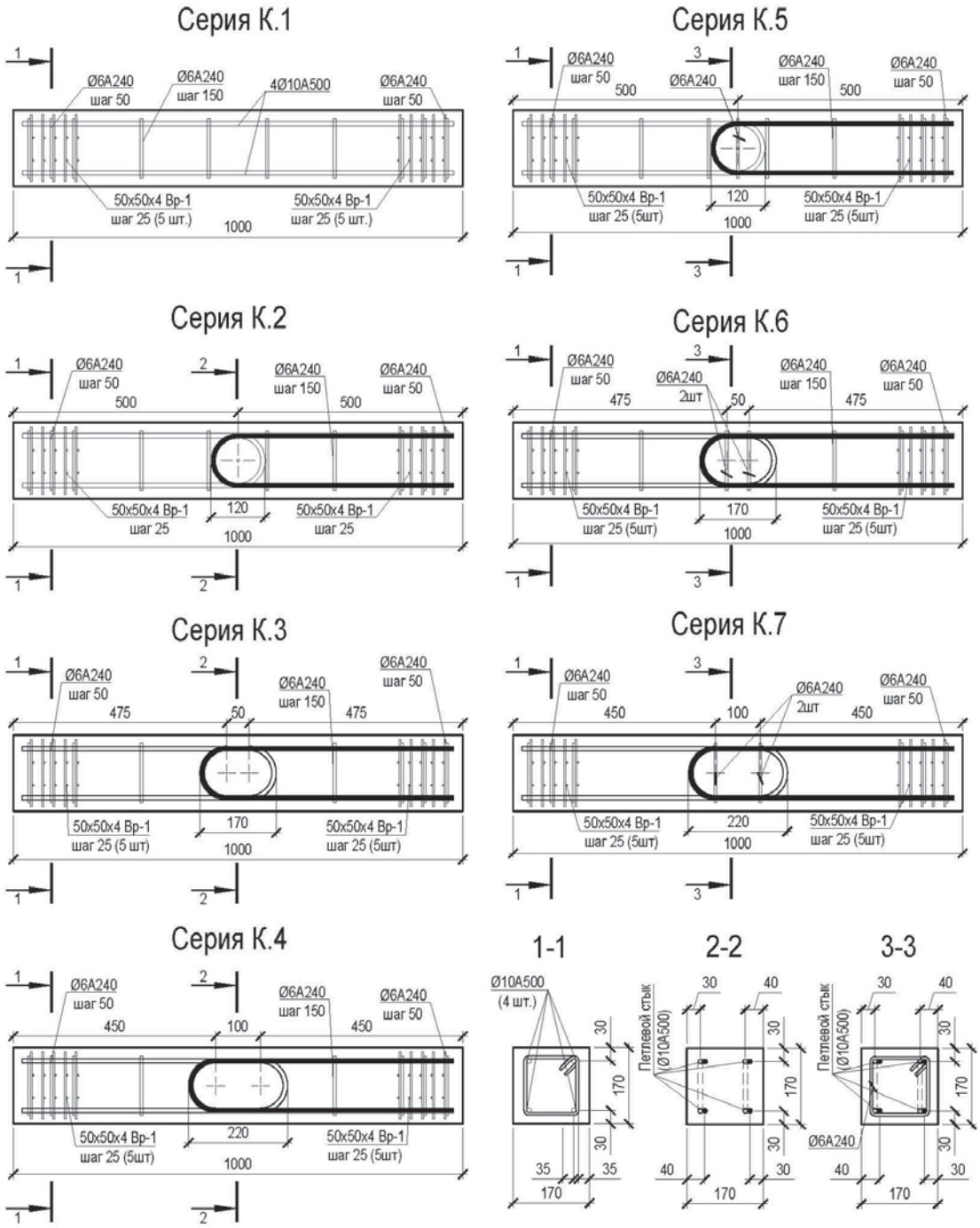


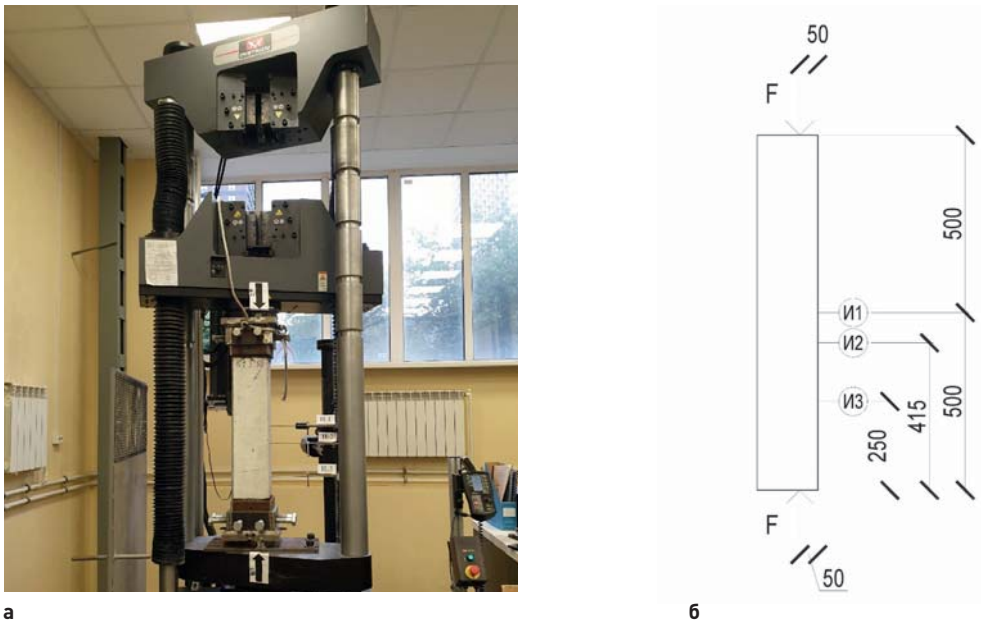
Рис. 1. Конструктивные решения серий опытных образцов
Fig. 1. Design solutions for a sample series

Испытания опытных образцов проводились на гидравлическом прессе Instron 1000 HDX. Опытный образец помещали и фиксировали в специально сконструированных оголовках. Затем их устанавливали и центрировали на упорных пластинах, закрепленных на опорах пресса. Задание эксцентриситета приложения продольной сжимающей силы производилось при помощи установки стального стержня круглого сечения, помещаемого между упорными пластинами и оголовками в соответствующие задаваемому эксцентриситету желоба. Таким образом обеспечивалась возможность свободного поворота образца в плоскости изгиба (шарнирное закрепление) на каждом опорном участке при заданной постоянной величине эксцентриситета. Общий вид и схема испытаний образцов приведены на рис. 2.

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

Нагрузка прикладывалась ступенями 1/10 от теоретической разрушающей нагрузки. На каждой ступени проводилась выдержка под нагрузкой около 5 мин. За это время выполнялся визуальный осмотр, зарисовка трещин, отмечались нагрузки образования и развития трещин. Затем снимались все величины деформаций опытного образца. При испытаниях нагрузка доводилась до исчерпания несущей способности (до разрушения) опытного образца.

Также измерялись прогибы опытных образцов в характерных точках образца с помощью индикаторов часового типа (И1 в середине пролета; И2 и И3 на удалении от середины пролета на расстояниях 5*d* и 10*d* соответственно; схема установки приведена на рис. 2). Ширина раскрытия трещин на поверхности образца измерялась с помощью отсчетного микроскопа. Дополнительно к указанным выше приборам использовалась бесконтактная оптическая система измерения деформаций Vic-3D (рис. 3).



а **б**

Рис. 2. Общий вид *(а)* и схема *(б)* испытаний опытных образцов
Fig. 2. General view (*а*) and test scheme (*б*) of samples

Результаты

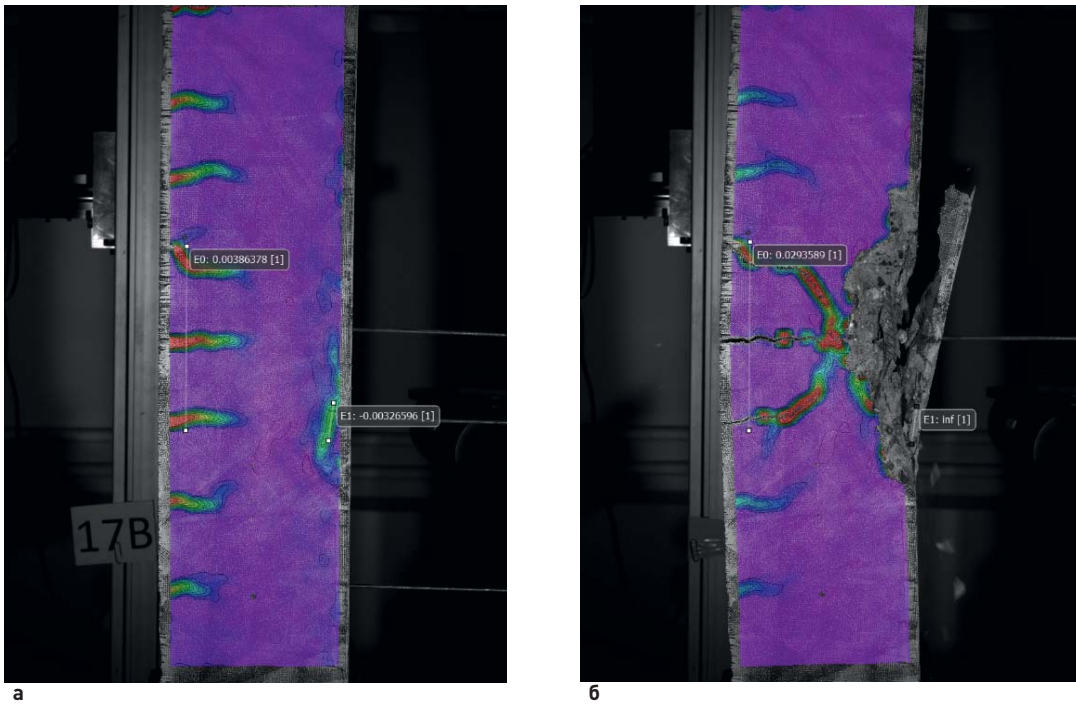
По результатам экспериментальных исследований определены разрушающие нагрузки, установлены схемы трещинообразования, а также определены прогибы опытных образцов.

Результаты испытаний показали, что характер разрушения для всех образцов соответствует прогнозируемому – разрушение образцов произошло по нормальному сечению в средней зоне.

При анализе результатов испытаний были оценены значения разрушающих нагрузок для образцов с петлевыми стыками по отношению к базовым образцам (серия К.1). Отклонения средних по каждой серии образцов значений разрушающих нагрузок с петлевыми соединениями от среднего значения для базовых образцов приведены на рис. 4.

Для всех образцов с петлевыми стыками прочность нормальных сечений при внецентренном сжатии ниже на 3–12% прочности контрольных образцов без соединений арматуры (серия К.1). При этом наблюдается тенденция к увеличению несущей способности по мере увеличения длины прямой вставки в стыке, а также по мере увеличения площади поперечной арматуры в зоне стыка.

Анализ трещиностойкости опытных образцов показал, что ширина раскрытия трещин в целом не превышала величин 0,05 мм, в отдельных случаях – 0,1 мм. При этом наблюдается влияние длины прямой вставки в стыке и наличия поперечной арматуры в зоне стыка на характеры деформирования, трещинообразования и разрушения опытных образцов.



а б

Рис. 3. Результаты испытаний опытного образца серии К.1 с применением измерительной системы Vic-3D:
а – характерная схема развития трещин; *б* – характерная схема разрушения
Fig. 3. Results of testing K.1 sample using a Vic-3D measuring system:
а – crack development pattern; *б* – destruction pattern

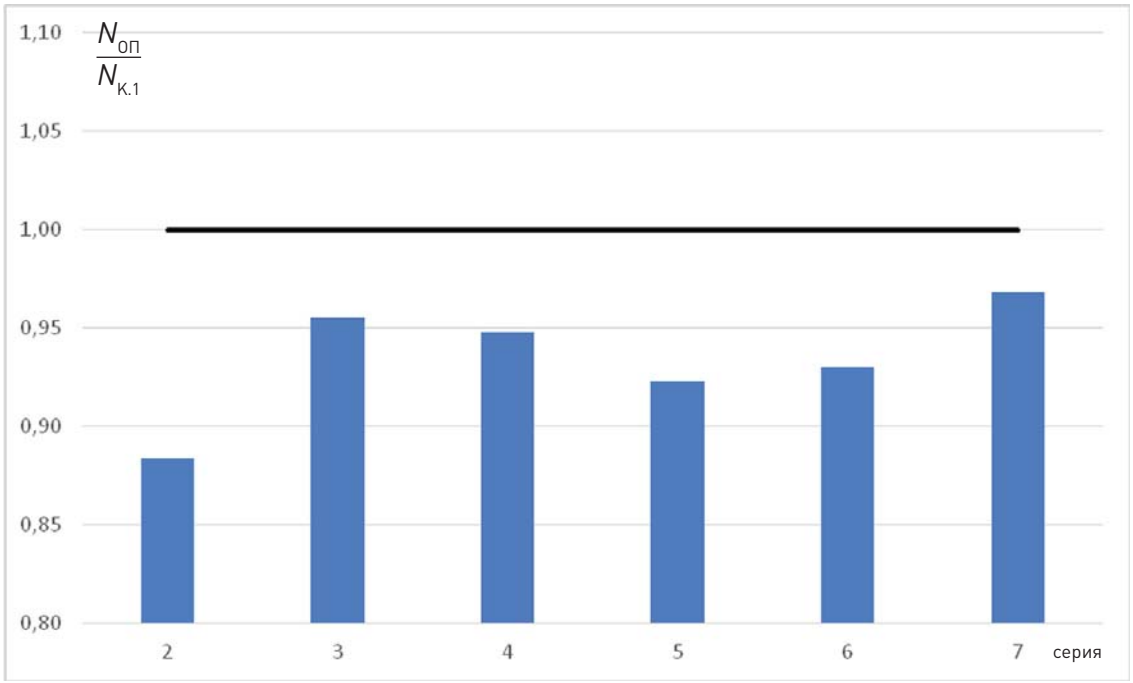


Рис. 4. Отклонение разрушающих нагрузок для образцов с петлевыми соединениями (К.2–К.7, средние значения по каждой серии) к среднему значению разрушающей нагрузки базовых образцов серии К.1
Fig. 4. Deviation of destructive loads for loop joint samples (K.2–K.7, average values for each series) from the average value of the destructive load for the basic samples of the K.1 series

Анализ опытных прогибов при разрушении показал, что при появлении прямой вставки и ее увеличении прогибы образцов с петлевыми стыками при разрушении увеличиваются и по своим значениям приближаются к прогибам базовых образцов. При установке поперечной арматуры в стыке значения прогибов могут практически соответствовать прогибам базовых образцов либо быть несколько выше.

В последующем предполагается более детальная публикация результатов анализа полученных опытных данных проведенного исследования.

Выводы

На основании проведенного анализа нормативно-технической документации установлено, что в действующей нормативной базе имеются только общие указания по конструктивным требованиям к такого рода соединениям, а влияние петлевых соединений на несущую способность нормальных сечений внецентренно сжатых элементов не учитывается.

В рамках работы были изготовлены опытные образцы с различными конструктивными решениями и проведены их испытания. По результатам экспериментальных исследований были определены разрушающие нагрузки, установлены схемы трещинообразования, определены прогибы опытных образцов (в дальнейшем предполагается более детальная публикация результатов анализа полученных опытных данных).

Для всех образцов с петлевыми стыками прочность нормальных сечений при внецентренном сжатии ниже на 3–12% прочности контрольных образцов без соединений арматуры (серия К.1). При этом наблюдается тенденция к увеличению несущей способности по мере увеличения длины прямой вставки в стыке, а также по мере увеличения площади поперечной арматуры в зоне стыка.

Список литературы

1. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Москва: Стандартинформ; 2019.
2. EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings [internet]. Available at: https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1992.1.1.2004.pdf
3. DIN 1045-1:2008-08. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion [internet]. Available at: https://regbar.com/wp-content/uploads/2019/09/DIN-1045-1-2008.pdf
4. FIB ModelCode for Concrete Structure 2010. Ernst & Sohn; 2013.
5. ACI 318-19. Building Code Requirements for Structural Concrete. [internet]. Available at: https://ostad.nit.ac.ir/payaidea/ospic/file185.pdf
6. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84* [интернет]. Режим доступа: https://docs.cntd.ru/document/1200084849
7. ГОСТ Р 70447-2022. Железобетонные конструкции с петлевыми стыками арматуры для объектов использования атомной энергии. Требования к конструированию и расчету. Москва: Российский институт стандартизации; 2022.
8. Руководство РУ 1.3.2.17-1106-2016. Расчет и конструирование бессварных петлевых стыков железобетонных конструкций АЭС с учетом сейсмических воздействий. Москва: АО «Концерн Росэнергоатом», 2016.
9. *Авдеев К.В., Мамин А.Н., Бобров В.В., Бамматов А.А., Квасников А.А., Мартьянов К.В., Пугачев Б.А.* Испытания элементов железобетонных конструкций с петлевыми стыками арматуры. Промышленное и гражданское строительство. 2023;(6):24–30. https://doi.org/10.33622/0869-7019.2023.06.24-30
10. СП 14.13330.2018. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81* [интернет]. Режим доступа: https://mchs.gov.ru/uploads/document/2022-03-22/8d06e4315ca36fbeb2dd493a7ec92c3b.pdf

References

1. SP 63.13330.2018. Concrete and reinforced concrete structures. General provisions. Updated version of SNiP 52-01-2003. Moscow: Standartinform Publ.; 2019. (In Russian).
2. EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings [internet]. Available at: https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1992.1.1.2004.pdf
3. DIN 1045-1:2008-08. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion [internet]. Available at: https://regbar.com/wp-content/uploads/2019/09/DIN-1045-1-2008.pdf
4. FIB ModelCode for Concrete Structure 2010. Ernst & Sohn; 2013.
5. ACI 318-19. Building Code Requirements for Structural Concrete. [internet]. Available at: https://ostad.nit.ac.ir/payaidea/ospic/file185.pdf
6. SP 35.13330.2011. Bridges and culverts. Updated version of SNiP 2.05.03-84* [internet]. Available at: https://docs.cntd.ru/document/1200084849 (in Russian).
7. State Standard R 70447-2022. Reinforced concrete structures with loop joints of reinforcement for nuclear power facilities. Requirements for design and calculation. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2022. (In Russian).
8. Manual RU 1.3.2.17-1106-2016. Calculation and design of welded loop joints of reinforced concrete structures of nuclear power plants taking into account seismic impacts. Moscow: JSC Concern Rosenergoatom; 2016. (In Russian).

9. *Avdeev K.V., Mamin A.N., Bobrov V.V., Bammatov A.A., Kvasnikov A.A., Martyanov K.V., Pugachev B.A.* Testing of Elements of Reinforced Concrete Structures With Looped Joints of Reinforcement. Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo = Industrial and Civil Engineering. 2023;(6):24–30. (In Russian). https://doi.org/10.33622/0869-7019.2023.06.24-30
10. SP 14.13330.2018. Seismic building design code. Updated version of SNiP II-7-81* [internet]. Available at: https://mchs.gov.ru/uploads/document/2022-03-22/8d06e4315ca36fbeb2dd493a7ec92c3b.pdf (in Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Сергей Алексеевич Зенин✉**,** канд. техн. наук, заведующий лабораторией теории железобетона и конструктивных систем НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: lab01@mail.ru
Sergei A. Zenin✉**,** Cand. Sci. (Engineering), Laboratory Head, Laboratory of the Theory of Reinforced Concrete Structures and Structural Systems, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: lab01@mail.ru

Олег Владимирович Кудинов, заместитель заведующего лабораторией теории железобетона и конструктивных систем НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва
Oleg V. Kudinov, Cand. Sci. (Engineering), Deputy Head, Laboratory of the Theory of Reinforced Concrete Structures and Structural Systems, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow

Константин Львович Кудяков, канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник лаборатории коррозии и долговечности бетонных и ж/б конструкций НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство»; доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций НИУ МГСУ, Москва
Konstantin L. Kudyakov, Cand. Sci. (Engineering), Leading Researcher, Laboratory of Corrosion and Durability of Concrete and Reinforced Concrete Structures, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction; Associate Professor, Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow

Евгений Юрьевич Юрин, аспирант, старший научный сотрудник лаборатории коррозии и долговечности бетонных и ж/б конструкций НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва
Evgeniy Y. Yurin, Graduate Student, Senior Researcher, Laboratory of Corrosion and Durability of Concrete and Reinforced Concrete Structures, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow

Сергей Константинович Хлебников, инженер лаборатории коррозии и долговечности бетонных и ж/б конструкций НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство»; студент НИУ МГСУ, Москва
Sergey K. Khlebnikov, Engineer, Laboratory of Corrosion and Durability of Concrete and Reinforced Concrete Structures, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction; Student, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 624.012
https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-39-52 EDN: HMINKA

СБОРНО-МОНОЛИТНЫЙ УЗЕЛ СОПРЯЖЕНИЯ «РИГЕЛЬ – ПЛИТА – КОЛОННА» РАМНОГО КАРКАСА

В.А. КОМАРОВ✉, канд. техн. наук
С.Н. ЛАСЬКОВ
Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, ул. Германа Титова, д. 28, г. Пенза, 440028, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Сборно-монолитный каркас воплотил в себе как положительные свойства сборных, так и ряд преимуществ монолитных конструкций. Внедрение сборно-монолитных конструктивных систем затруднено в силу их малой изученности, недостатка экспериментальных данных и практически полного отсутствия нормативно-технической базы для проектирования. В связи с этим возникает необходимость совершенствования и разработки новых узловых соединений, обладающих высокой эксплуатационной надежностью и технологичностью.

Цель: выявить причины разрушения рамных узлов.

Материалы и методы. Рамное сопряжение предусмотрено устройством скрытой монолитной консоли колонны в пазах ригелей и сборно-монолитной плитой перекрытия, с установкой дополнительного продольного и поперечного армирования. Взаимодействие сборных и монолитных элементов обеспечивается в основном за счет арматурных выпусков. Разрушение узловых соединений рассмотрено на примере рамного сборно-монолитного каркаса с главными пролетами 9 и 12 м двухэтажного здания по результатам натурного обследования в период строительства.

Результаты. В местах сопряжения большинства ригелей с колоннами выявлены наклонные трещины в приопорных зонах по боковым поверхностям шириной раскрытия от 0,1 до 5 мм. Также имеются трещины по зоне контакта торцов приопорного паза ригеля с бетоном замоноличивания колонны. При вскрытии выявлено, что они распространяются в тело бетона замоноличивания паза по грани колонны. Сцепление стенок паза ригеля с монолитным бетоном узла отсутствует. Схема образования трещин указывает на определившийся контур продавливания плиты перекрытия над колонной.

Выводы. Причиной разрушения рамных сборно-монолитных узлов является недостаточная несущая способность сечения на действие поперечных сил, обусловленная податливостью сборных и монолитных элементов.

Ключевые слова: сборно-монолитный каркас, рамный узел, скрытая монолитная консоль, трещины, продавливание, податливость сопряжений

Для цитирования: Комаров В.А., Ласьков С.Н. Сборно-монолитный узел сопряжения «ригель – плита – колонна» рамного каркаса. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2023;39(4):39–52. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-39-52

Вклад авторов
Комаров В.А. – мониторинг рамных узлов на стадии строительства и эксплуатации, написание статьи.
Ласьков С.Н. – анализ конструктивного решения и технологии устройства рамных узлов, написание статьи.

Финансирование
Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 19.07.2023
Поступила после рецензирования 24.09.2023
Принята к публикации 26.09.2023

HALF-PRECAST "CROSSBAR-SLAB-COLUMN" FRAME JOINT

V.A. KOMAROV✉, Cand. Sci. (Engineering)
S.N. LASKOV
Penza State University of Architecture and Construction, German Titov str., 28, Penza, 440028, Russian Federation

Abstract

Introduction. Half-precast frames embodied the positive properties of both precast and cast-in-situ structures. These structural systems are difficult to introduce due to their low level of knowledge, lack of experimental data, and an almost complete absence of a regulatory and technical framework for a design. This stimulates a need to improve and develop new joints with high operational reliability and manufacturability.

Aim. To identify the causes of the frame joint destruction.

Materials and methods. The frame joint is provided by the hidden cast-in-situ column cantilever in the grooves of crossbars and half-precast floor slab with the installation of additional longitudinal and transverse reinforcement. Precast and cast-in-situ elements interact mainly by reinforcement starter bars. The destruction of frame joints was considered using the example of a half-precast frame with the main spans of 9 and 12 m in a two-storey building according to the results of a full-scale survey during the construction period.

Results. At the joints of most crossbars with columns, inclined cracks were detected in the support zones along the lateral surfaces with an opening width of 0.1–5 mm. In addition, cracks were observed along the contact area of the support crossbar groove with the column grouting concrete. An opening revealed them spreading into the body of the groove grouting concrete along the column edge. No adhesion between the walls of a crossbar groove with the joint grouting concrete is observed. The crack formation pattern indicates the determined contour of the floor slab punching above the column.

Conclusion. The cause for the destruction of half-precast frame joints involves the insufficient bearing capacity of the section for the action of transverse forces due to the ductility of precast and cast-in-situ elements.

Keywords: half-precast frame, frame joint, hidden cast-in-situ console, cracks, punching, joint ductility

For citation: Komarov V.A., Laskov S.N. Half-precast "crossbar-slab-column" frame joint. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction.* 2023;39(4):39–52. (In Russian). https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-39-52

Author contribution statements
Komarov V.A. – monitoring of frame joints at the stage of construction and operation, manuscript writing.
Laskov S.N. – analyzing the design solution and technology of frame joints, manuscript writing.

Funding
No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest
The authors declare no conflict of interest.

Received 19.07.2023
Revised 24.09.2023
Accepted 26.09.2023

Введение

Сборно-монолитный каркас является одним из наиболее перспективных вариантов железобетонного каркаса многоэтажного здания, в состав которого входят сборные и монолитные конструкции.

Для практического применения разработаны сборно-монолитные конструктивные системы с различными видами узловых соединений «колонна – ригель – плита», обладающие определенными достоинствами и недостатками [1–6].

В настоящее время в России наряду с системой РАДИУСС, РАДИУСС НПУ и БРК НИИЖБ, с натяжением канатов К7 в построечных условиях применяют сборно-монолитный каркас БелНИИС Б1.020.1-7 системы АРКОС, а также сборно-монолитный каркас СМКД с напрягаемой сборно-монолитной сплошной плитой и высоким ригелем.

Основная часть

Конструктивная система сборно-монолитного каркасного домостроения (СМКД) находит свое применение при строительстве практически всех без исключения объектов. Так, по оценке экспертов, рост объемов строительства в России с использованием СМКД составит 12–15 % в ближайшие 3–5 лет.

Строительство жилых домов и общественных зданий на базе технологии СМКД позволяет перейти на более гибкую, мобильную и экономичную технологию домостроения, строить более разнообразные по планировке здания, успешно вести реконструкцию жилого фонда.

Основным в технологии СМКД является сборно-монолитный каркас, 97 % элементов которого (колонны, ригели, плиты) выполняются в условиях завода, при этом обеспечивается их высокое качество. На строительной площадке они собираются в конструкции, образуя каркас с омоноличиванием узлов и деталей без участия сварки.

Конструктивная система СМКД позволяет собирать каркасы с большими (до 18 м) пролетами между колоннами, что дает возможность свободно планировать расположение помещений.

Жесткое сопряжение ригеля с колонной (уменьшение пролетного изгибающего момента за счет перераспределения его на опорный), а также включение в работу сборно-монолитного ригеля примыкающих участков перекрытия (расчетное тавровое сечение) позволяют значительно уменьшить расход железобетона на 1 м^2 общей площади здания по сравнению с другими схемами несущих каркасов. Расход сборного железобетона в сборно-монолитном каркасе составляет 0,1–0,15 м^3 на 1 м^2 смонтированного каркаса [6].

Конструктивное решение, прочность и деформативность узловых соединений «колонна – ригель – плита» конструктивной системы СМКД рассмотрим на примере построенного рамного сборно-монолитного каркаса на стадии строительства.

Здание двухэтажное, высотой 12 м, размерами в плане 105 × 102,8 м. Разделено деформационными швами на три температурных блока: в осях 1-8/А-Н, в осях 8/1-16/А-М и в осях 8/1-16/М/1-У. Размеры блоков не превышают 60 м. Высота этажа – 6 м.

Схема сетки колонн, месторасположение ригелей показаны на рис. 1.

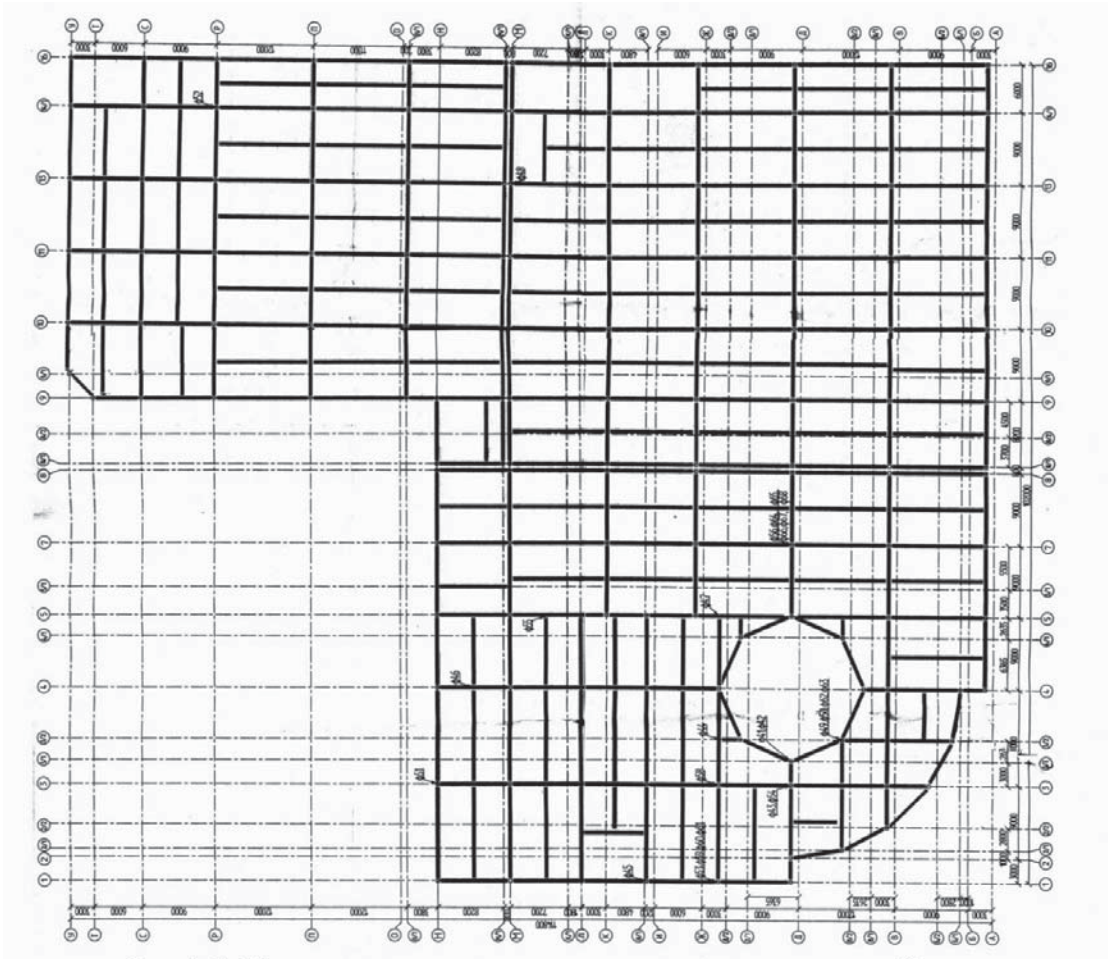


Рис. 1. Схема сетки колонн, месторасположение ригелей
Fig. 1. Column grid layout and crossbar location

Несущие конструкции здания запроектированы в виде пространственного железобетонного каркаса с продольными и поперечными несущими рамами пролетом 9 × 12 м и второстепенными ригелями пролетом 9 и 12 м с шагом 4,5 м.

Проектная пространственная жесткость здания обеспечивается жесткой заделкой железобетонных колонн в стаканы фундаментов, неразрезными дисками перекрытий и жесткостью соединительного узла «колонна – ригель – плита».

Для увеличения пространственной жесткости каркаса в каждом температурном блоке по наружному периметру применена сетка колонн с меньшим шагом.

Каркас выполнен из сборных железобетонных колонн высотой на два этажа сечением 400 × 400 из бетона класса В40, из сборных предварительно напряженных железобетонных ригелей пролетом 12 и 9 м сечением 400 × 600 (h) мм из бетона класса В30, сборно-монолитного перекрытия, состоящего из сборных предварительно напряженных плит перекрытия и покрытия толщиной 60 мм, выполняющих роль несъемной опалубки с последующей укладкой слоя монолитного бетона класса В30 толщиной 140 мм.

Сборные железобетонные колонны сечением 400 × 400 мм в уровне перекрытия имеют разрыв бетона на 10 мм меньше высоты балочного перекрытия. В уровне покрытия продольная арматура колонны выполнена в виде петлевого выпуска.

Сборные предварительно напряженные ригели сечением 400 × 600 мм служат ребрами сборно-монолитного перекрытия, с которым сопрягаются выпусками арматуры.

В торцах ригелей выполняются пазы длиной 400 мм. Днище паза и стенки толщиной 50 мм. Внутренние поверхности паза (днище и стенки) обработаны щетками и имеют шероховатую поверхность.

В верхней части по всей длине полнотелого ригеля размещаются петлеобразные выпуски Ø 14 А-III, предназначенные для обеспечения совместной работы сборного ригеля с монолитной железобетонной плитой перекрытия.

Для обеспечения совместной работы паза ригеля с монолитной железобетонной плитой в верхних частях стенок прямые выпуски стержней Ø 8 А-III длиной 180 мм (рис. 2).

В качестве преднапрягаемой арматуры приняты канаты Ø 12 К7. Канаты выпущены из тела ригеля и отогнуты вверх под прямым углом у начала паза.

Перекрытие состоит из предварительно напряженных железобетонных плит толщиной 60 мм, служащих несъемной опалубкой, и монолитного армированного слоя толщиной 140 мм, укладываемого сверху. Сцепление армированного слоя со сборной плитой осуществляется за счет шероховатой верхней поверхности плиты, выполняемой в заводских условиях путем обнажения крупного заполнителя.

Материал плит – тяжелый бетон класса В35. Продольное армирование – предварительно напрягаемой проволокой Ø 5 ВрII.

Монтаж каркаса выполнялся в соответствии с проектным решением в следующей технологической последовательности с использованием инвентарных поддерживающих стоек:

– железобетонные колонны устанавливались в стаканы фундаментов;

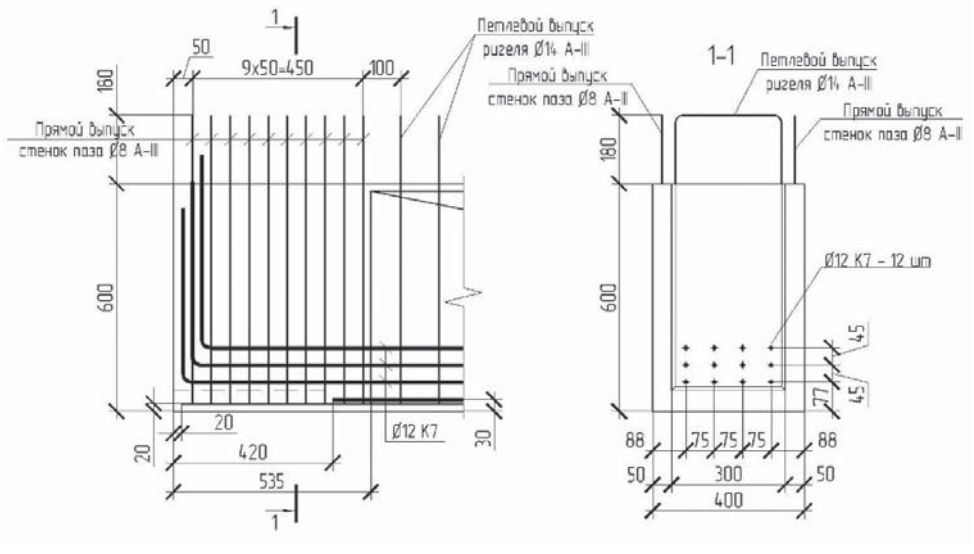


Рис. 2. Армирование торца ригеля
Fig. 2. Crossbar end reinforcement

– сборные железобетонные ригели устанавливались на инвентарные металлические стойки по длине ригеля и на инвентарные стальные обоймы колонн из прокатного уголка днищем паза, при этом торец ригеля не доводился до колонны на 40 мм;

– на монтаже узлы сопряжения ригелей с колоннами армировались дополнительной продольной и поперечной арматурой и замоноличивались мелкофракционным бетоном класса В40 в два этапа.

На первом этапе устанавливалась нижняя *U*-образная узловая арматура 2 Ø 25 А-III, которая соединяла между собой выпуски предварительно напрягаемой арматуры сборных ригелей (рис. 3).

В пазы сборных ригелей устанавливались П-образные выпуски Ø 14 А-III (2 шт.), подобно выпускам по длине ригеля, и дополнительная поперечная арматура – П-образные выпуски Ø 10 А-III с шагом 80 мм (рис. 4).

Тело колонны с приопорными пазами ригелей заполнялось бетоном до верха сборного ригеля.

Первый этап бетонирования показан на рис. 5.

После набора прочности монолитного бетона сопряжения ригелей с колонной не менее 70 % выполняли второй этап армирования и бетонирования сборно-монолитного узла:

– по периметру узла укладывали сборные опалубочные плиты на верхние грани ригелей;

– устанавливали верхнюю узловую арматуру Ø 28 А-III и заполняли бетоном оставшуюся часть тела колонны.

Второй этап армирования и бетонирования сборно-монолитного узла сопряжения ригелей с колонной показан на рис. 6, 7.

После набора прочности бетоном второго этапа бетонирования (не менее 70 %) приступали к третьему этапу бетонирования монолитного слоя плита-опалубка, включая и ригели (рис. 7).

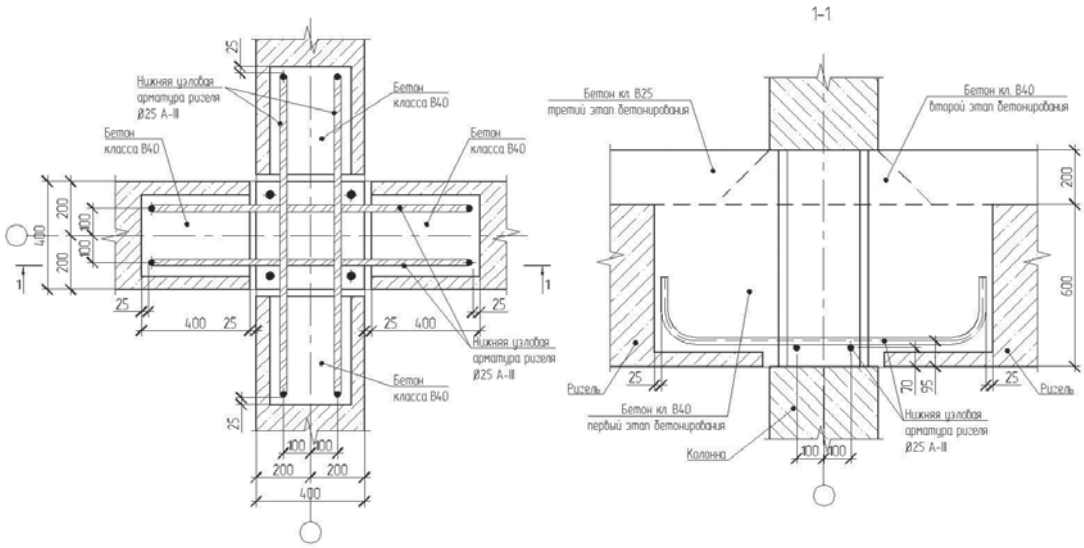


Рис. 3. Армирование нижней узловой арматурой (выпуски предварительно напряженной арматуры ригелей условно не показаны)

Рис. 3. Bottom joint reinforcement (prestressed starter bars of crossbars are not shown for clarity)

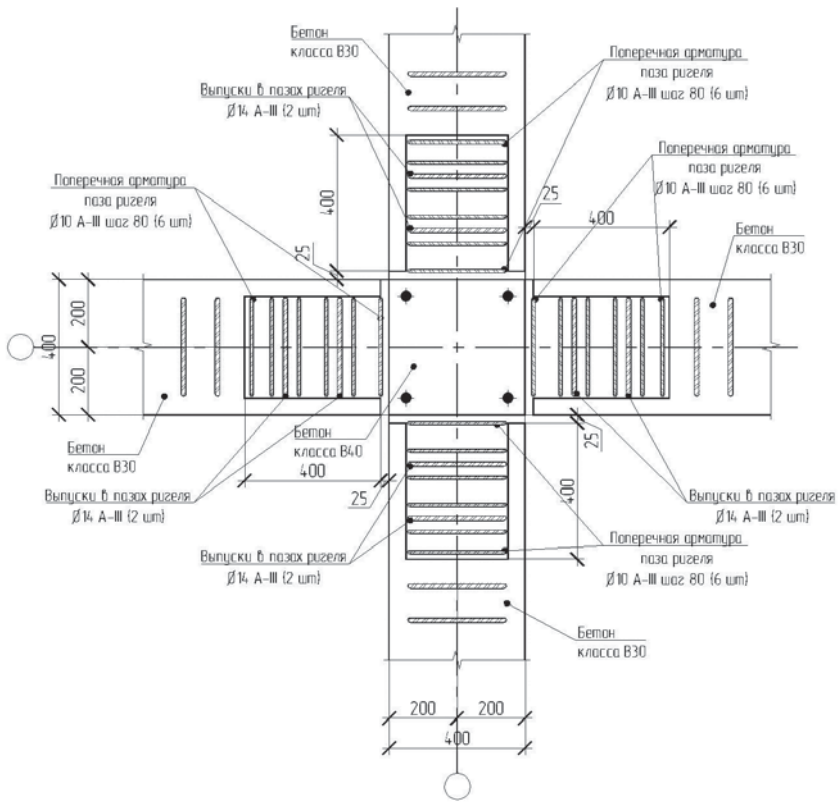


Рис. 4. Армирование паза ригеля поперечной арматурой
Fig. 4. Transverse reinforcement of a crossbar groove

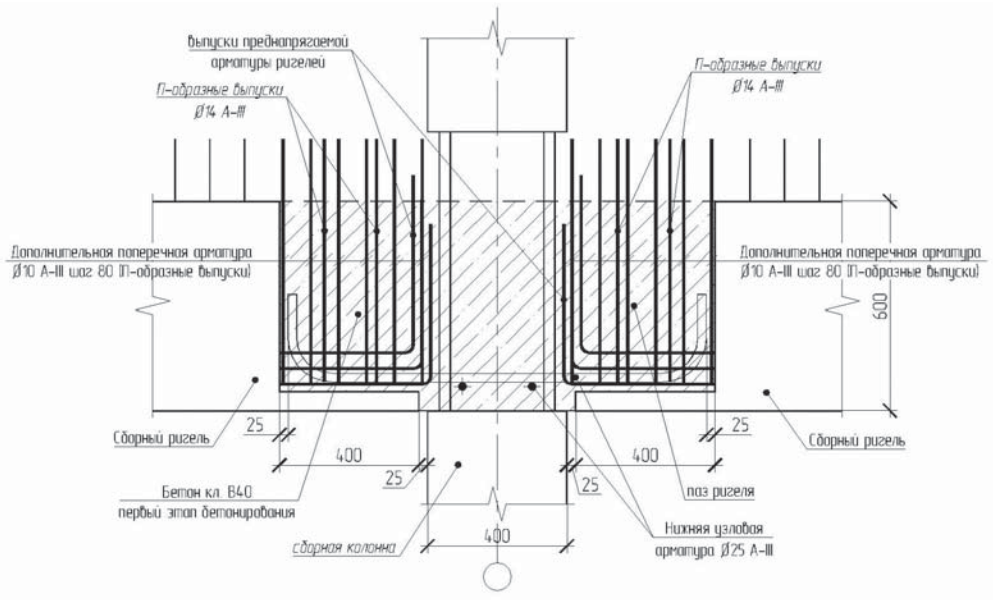


Рис. 5. Первый этап бетонирования сборно-монолитного узла
Fig. 5. First stage of grouting a half-precast unit

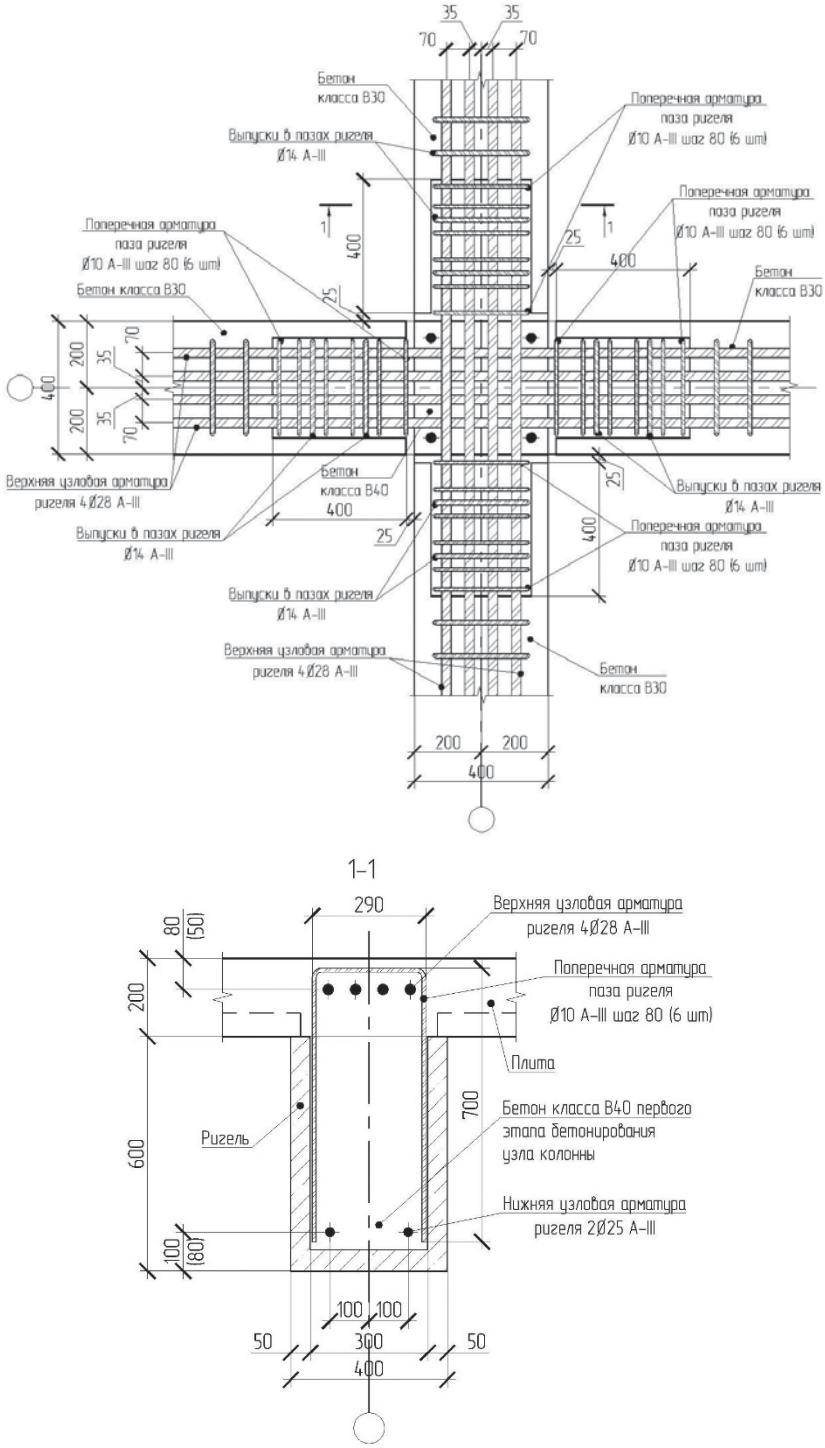


Рис. 6. Второй этап армирования верхней узловой арматурой
Fig. 6. Second stage of top joint reinforcement

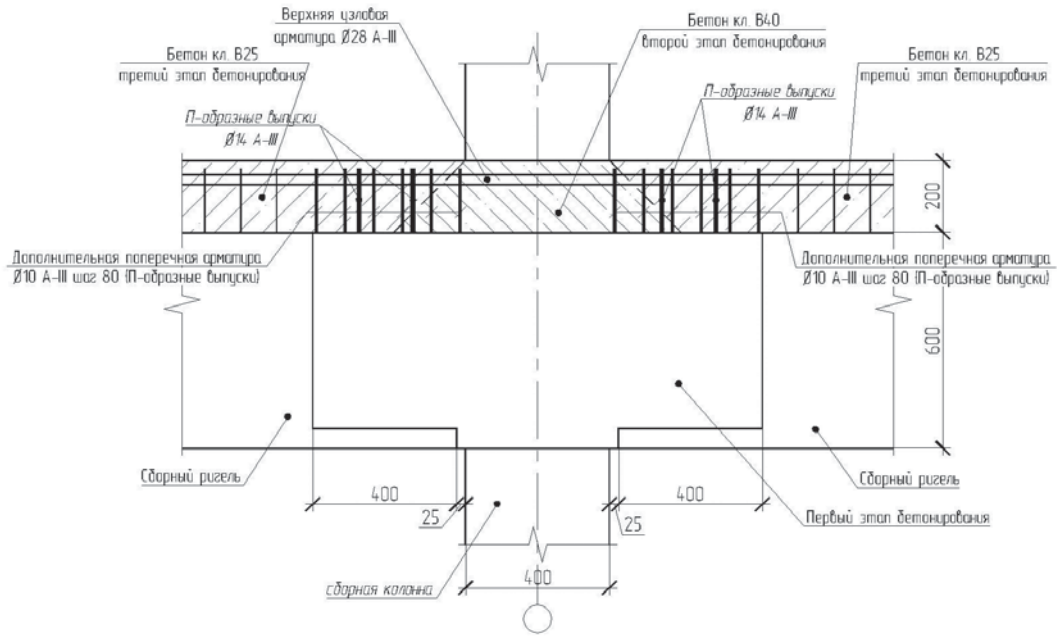


Рис. 7. Второй и третий этапы бетонирования сборно-монолитного узла
Fig. 7. Second and third stages of grouting a half-precast joint

Неразрезность диска перекрытия достигается за счет укладки арматурных сеток на стыках плит и над ригелями. Монолитный слой выполняется из тяжелого бетона класса B25.

При визуальном осмотре и инструментальном контроле [7] состояния каркаса (каркас загружен только собственным весом) в период строительства в местах стыка большинства ригелей с колоннами выявлены многочисленные вертикальные и наклонные трещины в приопорных зонах по боковым поверхностям шириной раскрытия от 0,1 до 5 мм, раскрывающиеся кверху, а в отдельных ригелях – книзу. Указанные трещины переходят также на нижнюю плоскость ригеля и опоясывают его по границе приопорного паза (рис. 8, 9).

Также практически во всех ригелях имеются трещины по зоне контакта торцов приопорного паза ригеля с бетоном замоноличивания колонны. При выборочном вскрытии некоторых узлов было выявлено, что они распространяются в тело бетона замоноличивания по грани колонны (рис. 9).

Сцепление стенок паза ригеля с монолитным бетоном узла на вскрытых участках с трещинами практически отсутствует, при простукивании других ригелей с аналогичными повреждениями ощущается пустота между стенкой паза и бетоном замоноличивания.

На нижней поверхности плит выявлены многочисленные радиальные, продольные и поперечные трещины в плитах шириной раскрытия от 0,1 до 1 мм, которые согласуются с трещинами в ригелях. Эти трещины также наблюдаются в бетоне замоноличивания и в зазоре между плитой и ригелем. Схема образования трещин указывает на определившийся контур продавливания балочного перекрытия над колонной.

Поврежденные узлы расположены в местах наибольшей жесткости каркаса (пролет 6 и 9 м).

Рис. 8. Вертикальная трещина шириной раскрытия 5 мм; наклонная трещина шириной раскрытия 2 мм; сеть трещин по нижней грани опорного паза шириной раскрытия 1–2 мм
Fig. 8. Vertical crack with an opening width of 5 mm; inclined crack with an opening width of 2 mm; crack network along the bottom edge of the support groove with an opening width of 1–2 mm

Рис. 9. Наклонные трещины в зоне сопряжения с колонной шириной раскрытия до 2 мм
Fig. 9. Inclined cracks in the column joint area with an opening width of up to 2 mm

На момент обследования техническое состояние узловых сопряжений сборно-монолитного перекрытия с колоннами каркаса с выявленными повреждениями находятся в аварийном состоянии либо в ограниченно-работоспособном (в зависимости от степени повреждения).

Узлы с выявленными повреждениями усилены восстановлением целостности приопорных участков ригелей путем инъектирования полимерцементного раствора; восстановлением и обеспечением требуемой угловой жесткости и несущей способности на действие поперечной силы сборно-монолитных узлов внешним армированием с применением углеродных волокон; установкой металлических столиков на колонны снизу ригелей перекрытия на отметке +6,000 в местах наибольших грузовых площадей путем их механической фиксации и проливки зазоров, обрамляющих поверхности столика и колонны полимерцементным раствором.

Усиление рамных узлов показано на рис. 10.

Для оценки характера сопротивления узлов сопряжения колонн и ригелей на рис. 11 показаны общие расчетные схемы рамных каркасных зданий, а также фрагменты узлов в уровне перекрытий при действии вертикальных и горизонтальных сил.

В случае нагружения каркаса вертикальной нагрузкой ригели перекрытий работают по неразрезной схеме. При этом в узловых соединениях возникают отрицательные изгибающие моменты (рис. 11*а, б)*.

При действии горизонтальных сил (ветровая нагрузка, кососимметричное загружение вертикальной нагрузкой, осадка поддерживающих инвентарных стоек, неравномерная осадка колонн совместно с фундаментами) оси колонн и ригелей смещаются на расстояние Δ (рис. 11*в)*, возникает сложный характер сопротивления несущих элементов каркаса. При одновременном действии вертикальных и горизонтальных сил в узлах рамных каркасов по низу ригелей возникают растягивающие усилия [8].

Рис. 10. Усиление рамного узла
Fig. 10. Frame joint reinforcement

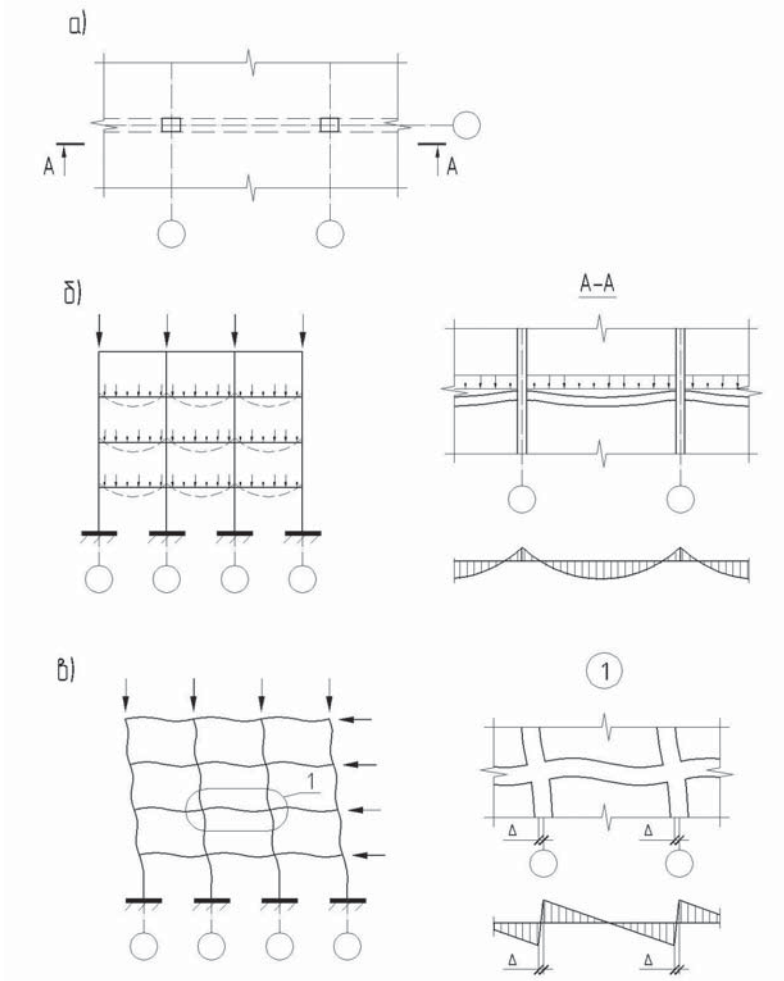


Рис. 11. Схема деформирования каркасных зданий с рамными узлами соединения ригелей с колоннами: *а* – фрагмент каркаса в уровне перекрытий; *б* – расчетная схема каркаса при нагружении вертикальной нагрузкой и соответствующие ей эпюры изгибающих моментов; *в* – деформированная схема каркаса при нагружении вертикальной и горизонтальной нагрузками, эпюра перемещений узлов каркаса

Fig. 11. Deformation scheme for frame buildings with "crossbar-column" frame joints: *а* – frame fragment at the floor slab level; *б* – design scheme of the frame under vertical loading and corresponding bending moment diagrams; *в* – deformed scheme of the frame under vertical and horizontal loading, frame joint displacement diagram

Заключение

Образовавшаяся система трещин в узловом сопряжении изменяет схему работы опорных сечений и снижает их жесткость. Расчетная угловая податливость сопряжения, определенная на основе имеющейся системы трещин, в среднем составила 1×10^9 кг × см [9]. Проектом предусмотрена практически бесконечная их жесткость.

Рамное сопряжение в проектном исполнении обеспечивается омоноличиванием приопорного паза ригеля с колонной и монолитной плитой перекрытия с установкой дополнительного продольного и поперечного армирований в узле. Восприятие поперечной силы в узловом сопряжении обеспечивается совместной работой сборных и монолитных элементов и предусмотрено в основном поперечной арматурой стенок паза ригеля и дополнительной

поперечной арматурой, устанавливаемой в монолитном бетоне полости паза с анкеровкой в монолитной плите перекрытия.

Конструктивное решение сборно-монолитного узла и технология его выполнения предполагают наличие двух вертикальных контактных швов, то есть сечений по высоте ригеля с искусственными трещинами.

Первое сечение – сопряжение торца ригеля у начала паза с монолитной скрытой консолью, второе сечение – сопряжение торца паза ригеля с монолитной скрытой консолью у грани колонны.

Скрытая длинная консоль имеет три вертикальных контактных шва: один в месте начала паза и два у внутренних поверхностей стенок паза. А также два горизонтальных контактных шва: у верхних поверхностей днища паза и сборного ригеля, между слоями монолитного бетона первого и третьего этапов бетонирования.

Образование и раскрытие сквозной вертикальной трещины в монолитной железобетонной скрытой консоли у торца паза сборного ригеля по грани колонны обусловлены конструктивной особенностью сборно-монолитного узла, а также армированием скрытой консоли, которая является опорой балочной сборно-монолитной плиты перекрытия.

Скрытая консоль армирована по низу нахлесточным стыком выпусков преднапрягаемой арматуры ригеля с нижней узловой арматурой, в верхней рабочей части консоли продольного армирования нет.

От плиты перекрытия нагрузка передается на скрытую консоль, возникает местный изгибающий момент, который отламывает длинную бетонную консоль по грани колонны.

При пространственной работе гибкого каркаса происходит перемещение узлов, в узлах по низу ригелей появляются растягивающие усилия, что приводит к продергиванию либо нижней узловой арматуры, либо выпусков преднапрягаемой арматуры нахлесточного стыка в пазах ригелей.

Причиной разрушения рамных сборно-монолитных узлов является недостаточная несущая способность сечений на продавливание сборно-монолитной плиты над колонной при действии поперечных сил.

Список литературы

1. *Никитин Н.В., Франов П.И., Тимонин Е.М.* Рекомендации по проектированию конструкций плоского сборно-монолитного перекрытия «Сочи». 3-е изд. Москва: Стройиздат; 1975.

2. *Мордич А.И., Белевич В.Н., Симбиркин В.Н., Навой Д.И.* Опыт практического применения и основные результаты натурных испытаний сборно-монолитного каркаса БелНИИС. БСТ. Бюллетень строительной техники. 2004;(8):8–12.

3. *Мордич А.И., Белевич В.Н., Симбиркин В.Н., Навой Д.И.* Конструкционная надежность – главная особенность сборно-монолитного каркаса БЕЛНИИС. Вестник Брестского государственного технического университета. 2005;(2):64–69.

4. *Паньшин Л.Л., Никоноров Р.М.* Универсальная сборно-монолитная система. Жилищное строительство. 2006;(12):16–17.

5. *Балдин И.В., Уткин Д.Г., Балдин С.В.* Исследование работы узлов сопряжения колонн и несущих ригелей системы «Купасс». Вестник ТГАСУ. 2015;(5):72–79.

6. *Шембаков В.А.* Сборно-монолитное каркасное домостроение: руководство к принятию решения. 2-е изд. Чебоксары: ООО «Чебоксарская типография № 1»; 2005.

7. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. Москва: Стандартинформ; 2014.

8. *Баранова Т.И., Скачков Ю.П.* Теория расчета железобетонных конструкций на основе аналоговых каркасно-стержневых моделей. Москва: Спутник+; 2011.
9. *Трекин Н.Н.* Рекомендации по расчету каркасов многоэтажных зданий с учетом податливости узловых сопряжений сборных железобетонных конструкций. Москва: ЦНИИПромзданий; 2002.
10. *Комаров В.А.* Экспериментальная теория сопротивления ригелей с подрезкой. Москва: Спутник+; 2013.

References

1. *Nikitin N.V., Franov P.I., Timonin E.M.* Recommendations on design of flat precast-monolithic slab structures "Sochi". 3rd ed. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1975. (In Russian).
2. *Mordich A.I., Belevich V.N., Simbirkin V.N., Navoi D.I.* Experience of practical application and the main results of field tests of the prefabricated monolithic frame of BelNIIS. BST. Byulleten' Stroitel'noi Tekhniki = BST. Bulletin of construction technique. 2004;(8):8–12. (In Russian).
3. *Mordich A.I., Belevich V.N., Simbirkin V.N., Navoi D.I.* Structural reliability – the main feature of the prefabricated monolithic frame BELNIIS. Vestnik Brest State Technical University. 2005;(2):64–69. (In Russian).
4. *Panshin L.L., Nikonorov R.M.* Universal prefabricated monolithic system. Zhilishchnoe stroitel'stvo = Housing Construction. 2006;(12):16–17. (In Russian).
5. *Baldin I.V., Utkin D.G., Baldin S.V.* Investigation of the work of the coupling nodes of the columns and bearing ledgers of the "Kupass" system. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta = Journal of Construction and Architecture. 2015;(5):72–79. (In Russian).
6. *Shembakov V.A.* Prefabricated monolithic frame house building. 2nd ed. Cheboksary: LLC "Cheboksarskaya typography No. 1"; 2005. (In Russian).
7. State Standard 31937-2011. Buildings and constructions. Rules for inspection and monitoring of technical condition. Moscow: Standardinform Publ.; 2014. (In Russian).
8. *Baranova T.I., Skachkov Yu.P.* Theory of calculation of reinforced concrete structures on the basis of analog frame and rod models. Moscow: Sputnik+ Publ.; 2011. (In Russian).
9. *Trekin N.N.* Recommendations on calculation of multistory buildings frames with account of pliability of nodal joints of prefabricated reinforced concrete structures. Moscow: Central Scientific Research Institute of Building Construction; 2002. (In Russian).
10. *Komarov V.A.* Experimental theory of transoms resistance with undercutting. Moscow: Sputnik+ Publ.; 2013. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Виктор Александрович Комаров✉**,** канд. техн. наук, доцент, профессор кафедры «Строительные конструкции», Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, Пенза
e-mail: komarov58reg@yandex.ru
тел.: +7 (927) 289-29-38
Victor A. Komarov✉**,** Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, Professor, Department of Building Structures, Penza State University of Architecture and Construction, Penza
e-mail: komarov58reg@yandex.ru
tel.: +7 (927) 289-29-38

Сергей Николаевич Ласьков, ассистент кафедры «Строительные конструкции», Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, Пенза
e-mail: Laskovsn@yandex.ru
тел.: +7 (987) 502-69-67
Sergey N. Laskov, Assistant, Department of Building Structures, Penza State University of Architecture and Construction, Penza
e-mail: Laskovsn@yandex.ru
tel.: +7 (987) 502-69-67

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

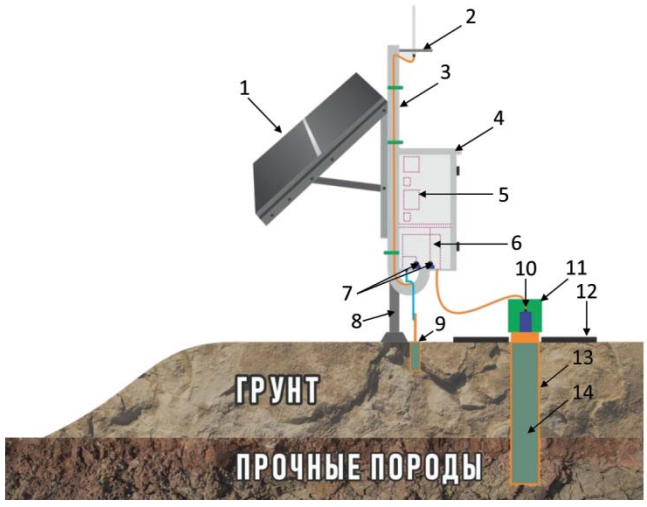
НА ПРАВАХ РЕКЛАМЫ
AS AN ADVERTISEMENT

ИННОВАЦИОННОЕ РЕШЕНИЕ В СФЕРЕ МИКРОСЕЙСМИЧЕСКОГО МОНИТОРИНГА: ОТЕЧЕСТВЕННАЯ АВТОМАТИЗИРОВАННАЯ СИСТЕМА «АЛЗАМИР-ГЕО» КАК ИНСТРУМЕНТ КОНТРОЛЯ СЕЙСМИЧЕСКИХ И ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ

Д.Ф. ЗАЯТДИНОВ, генеральный директор ООО НПО «АЛЗАМИР»
А.В. АЙКИН, технический директор
В.М. ФРОЛОВ, заместитель технического директора по горнорудному направлению
Д.О. АНИСИМОВ, начальник отдела перспективных разработок
ООО НПО «АЛЗАМИР», ул. Терешковой, стр. 41/1, г. Кемерово, 650036, Российская Федерация

Деформационные процессы в горном массиве открытых и подземных горных работ являются важнейшим направлением для исследований научных компаний по всей России. НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННЫМ ОБЪЕДИНЕНИЕМ «АЛЗАМИР» (г. Кемерово) – одним из участников XV Российской национальной конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию – разработана автоматизированная прогрессивная система микросейсмического мониторинга, успешно зарекомендовавшая себя при мониторинге сейсмических и геомеханических процессов на опасных производственных объектах.

При создании собственных новаций специалисты НПО «АЛЗАМИР» всегда используют комплексный подход – от разработки проектной и рабочей документации до создания систем безопасности, осуществления их внедрения и проведения пусконаладочных и иных работ. Новый продукт компании, созданный в 2022 году, не исключение:



1. Солнечная панель
2. Антенна связи
3. Антенный кабель
4. Шкаф сейсмостанции
5. Оборудование связи
6. Оборудование электропитания
7. Кабельные ввода
8. Мачта
9. Защитное заземление
10. Сейсмограф
11. Защитный кожух
12. Основание (опора)
13. Обсадка скважины
14. Тампонаж скважины с армировкой

Рис. 1. Состав сейсмостанции

Рис. 2. Схема расположения сейсмостанций на примере угольного разреза

Рис. 3. Работа сейсмодатчика на «Разрезе «Коксовый» (Кузбасс, г. Междуреченск)

«АЛЗАМИР-Контакт» – программно-аппаратный комплекс верхнего уровня многофункциональной системы безопасности, осуществляющий учет, анализ и оценку опасностей, а также передачу данных об изменениях по каналам связи должностным лицам предприятия и в территориальный отдел Ростехнадзора. Аналогичным образом функционирует «АЛЗАМИР-Гео» – новейшая отечественная автоматизированная система микросейсмического мониторинга.

Требования к системе на этапе разработки основаны на приказах Ростехнадзора, ГОСТ и сводах правил для гидросооружений:

– для разрезов: «Правила безопасности при разработке угольных месторождений открытым способом», «Правила обеспечения устойчивости бортов и уступов карьеров, разрезов и откосов отвалов»;

– для шахт: «Правила безопасности в угольных шахтах», «Инструкция по прогнозу динамических явлений и мониторингу массива горных пород при отработке угольных месторождений»;

– для карьеров: «Правила безопасности при ведении горных работ и переработке твердых полезных ископаемых»;

– для гидросооружений: СП 58.13330.2019 «Гидротехнические сооружения. Основные положения».

Специалисты НПО «АЛЗАМИР» полностью выстроили аппаратно-техническую основу системы на современных компонентах отечественного производства с трехуровневой архитектурой:

– верхний уровень – обработка, хранение и визуализация данных (программное обеспечение, работающее на серверах и рабочих местах оператора);

– сетевой уровень – система передачи данных (может быть реализована как на базе сотовой связи, так и при помощи проводных технологий);

– нижний уровень – сбор и обработка (оцифровка) информации в сейсмостанции.

Сейсмостанция «АЛЗАМИР-Гео» состоит из сейсмодатчика, системы передачи данных, системы электропитания и дополнительного оборудования (рис. 1).

Основная особенность монтажа сейсмодатчика заключается в его закреплении на бетонном основании в виде забетонированной скважины, которая уходит в прочные породы. В этом система отличается от зарубежных аналогов, у которых датчики заливаются в скважине бетоном. Это дает возможность последующего извлечения и повторного использования. Кроме этого, в системе «АЛЗАМИР-Гео» имеется возможность переноса станции без потерь оборудования.

Электропитание сейсмостанции осуществляется как от возобновляемых источников энергии (солнечные панели и т. п.), так и от стационарного источника питания 220 В. Для районов с малым количеством солнечных дней лучшим решением при наличии ЛЭП являются сейсмостанции без солнечных панелей с источником бесперебойного питания, рассчитанным на автономную работу до 12 часов.

Сейсмостанции располагаются на всей территории проведения горных работ либо исследований (рис. 2). Для местного (регионального) сейсмического мониторинга достаточно одной сейсмостанции. Для микросейсмического мониторинга геомеханических событий необходимо установить от четырех сейсмостанций, точное количество определяется после обследования объекта исследований. Увеличение плотности сейсмостанций дает увеличение точности позиционирования сейсмических очагов и их энергии.

В работе сейсмостанций НПО «АЛЗАМИР» применяются отечественные сейсмографы – устройства в защищенном корпусе, объединяющие в себе:

– два трехкомпонентных датчика: велосиметр и акселерометр;
– систему позиционирования и синхронизации;
– контроллер обработки данных с возможностью подключения дополнительных датчиков;
– систему передачи данных;
– систему аварийного питания с аккумуляторами.

Сейсмограф может работать автономно до 8 часов на случай неполадок с коммуникациями или оборудованием и записывать данные как «черный ящик».

Программное обеспечение системы «АЛЗАМИР-Гео» имеет клиент-серверную архитектуру на промышленных стандартах (SCADA, OPC, СУБД, PostgreSQL). Форматы сохранения данных различны и совместимы с другими программными обеспечениями для микросейсмического анализа.

После разработки системы «АЛЗАМИР-Гео» в конце 2022 года одним из первых объектов исследований стал скальный массив музея-заповедника «Томская писаница» (Кузбасс, Яшкинский район). Установлено, что взрывные работы, проводимые на близлежащих разрезах и карьерах, военном полигоне, а также в месте строительства моста через р. Томь, не оказывают негативного воздействия на объект культурной ценности. Сейсмический мониторинг вблизи «Томской писаницы» продолжается в настоящее время.

В 2023 году благодаря «АЛЗАМИР-Гео» определено, что взрывные работы на разрезе «Коксовый» (ООО «Распадская угольная компания») не наносят деформаций подземным горным выработкам в шахте АО «Распадская Коксовая» и «Шахте им. Ленина» (ОАО «УК «Южный Кузбасс») (рис. 3).

Таким образом, систему «АЛЗАМИР-Гео» целесообразно внедрять не только на горнодобывающих предприятиях, но и для круглосуточного мониторинга состояния зданий и сооружений. То есть повсеместно, где необходим непрерывный автоматизированный микросейсмический мониторинг. Сейсмостанция может быть выполнена как в облегченном,

так и в антивандальном исполнении, поэтому востребована для оценки сейсмической обстановки инженерно-техническими работниками и в строительной сфере.

Система «АЛЗАМИР-Гео» является частью МФСБ предприятия, но также может применяться отдельно (например, на гидросооружениях). Система расширяема как по количеству оборудования, так и по количеству функций, что делает ее универсальным инструментом сейсмоанализа.

Система «АЛЗАМИР-Гео», как и все разработки НПО «АЛЗАМИР», имеет свидетельство о государственной регистрации. Программные продукты НПО «АЛЗАМИР» успешно внедряются на крупных угольных предприятиях Кузбасса, Иркутской области, Республики Саха (Якутии), Республики Коми, Республики Хакасия.

Как было отмечено выше, НПО «АЛЗАМИР» предоставляет полный комплекс услуг по внедрению «АЛЗАМИР-Гео»: разработку сопроводительной документации (проектной, рабочей и эксплуатационной), включая проведение экспертизы и авторский надзор, а также поставку оборудования, монтаж, пуско-наладку, настройку и помощь в эксплуатации, вплоть до взятия систем на аутсорсинг. Специалисты НПО «АЛЗАМИР» применяют индивидуальный подход к каждому партнеру.

Контакты:
ООО НПО «АЛЗАМИР»
Телефон: +7 (3842) 49-29-92
E-mail: alzamir.prom@yandex.ru
IT-специалисты:
Айкин Андрей Владимирович
Телефон: +7 (923) 491-27-19
Анисимов Дмитрий Олегович
Телефон: + 7 (951) 571-54-57

УДК 614.841.45
https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-57-67 EDN: JLCOIO

ИССЛЕДОВАНИЕ ОГНЕСТОЙКОСТИ И ПОЖАРНОЙ ОПАСНОСТИ КОМБИНИРОВАННЫХ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

М.А. КОМАРОВА[1], канд. хим. наук
И.А. ГРИШИН[1]
М.В. ШАЛАБИН[1]
А.Н. СТРЕКАЛЕВ[1]
Н.О. МЕЛЬНИКОВ[1,2,✉], канд. техн. наук

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

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

Аннотация

Введение. Деревянное домостроение сегодня снова весьма популярно. Появляются новые деревянные конструкции, свойства которых не изучены, и не существует норм пожарной безопасности для их применения.

Целью настоящей работы является получение данных по огнестойкости и пожарной опасности комбинированных металлодеревянных конструкций, используемых в перекрытиях для жилых и общественных зданий.

Материалы и методы. В работе методами определения предела огнестойкости и класса пожарной опасности проведены испытания фрагмента металлодеревянной конструкции перекрытия размером 4300 × 2000 мм и толщиной 160 мм.

Результаты. По результатам испытаний установлено, что предел огнестойкости образцов при приложении вертикальной равномерно распределенной нагрузки 520 кг/м^2 составил REI 60, а при нанесении на образцы с внешних сторон огнезащитного состава «Эврика» с расходом 500 г/м^2 он увеличивается до REI 90. Класс пожарной опасности образцов без огнезащитных средств соответствует К3(15), а при их нанесении соответствует К0(15).

Выводы. Новые экспериментальные данные будут использованы при подготовке изменений в СП 64.13330.2017 «СНиП II-25-80 Деревянные конструкции» для обеспечения нормативных требований пожарной безопасности для данных конструкций.

Ключевые слова: металлодеревянные конструкции, CLT-панели, огнестойкость, огнезащита строительных конструкций, огнезащитные покрытия

Для цитирования: Комарова М.А., Гришин И.А., Шалабин М.В., Стрекалев А.Н., Мельников Н.О. Исследование огнестойкости и пожарной опасности комбинированных металлодеревянных конструкций. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2023;39(4):57–67. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-57-67

Вклад авторов
Все авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

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

Конфликт интересов
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 25.10.2023
Поступила после рецензирования 20.11.2023
Принята к публикации 23.11.2023

FIRE RESISTANCE AND FIRE HAZARD STUDY OF COMBINED METAL-TIMBER STRUCTURES

M.A. KOMAROVA[1], Cand. Sci. (Chem.)
I.A. GRISHIN[1]
M.V. SHALABIN[1]
A.N. STREKALEV[1]
N.O. MELNIKOV[1,2,✉], Cand. Sci. (Engineering)

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

[2] Russian Chemical-Technological University named after D.I. Mendeleev, Miusskaya Square, 9, bld. 1, Moscow, 125047, Russian Federation

Abstract

Introduction. Due to the increasing popularity of timber housing construction, new timber structures with unstudied properties appear provided with no fire safety standards of their use.

Aim: to obtain data on fire resistance and fire hazard of combined metal-timber structures, used in floors of residential and public buildings.

Materials and methods. In the study, a fragment of a combined metal-timber floor structure with a size of 4300 × 2000 mm and a thickness of 160 mm was tested using the methods for determining fire resistance and fire hazard classes.

Results. According to the test results, uncoated samples under a vertical uniformly distributed load of 520 kg/m^2 were classified as REI 60, while the Evrika fire retardant, applied to samples from the outside at a consumption of 500 g/m^2, has improved their fire resistance to REI 90. The fire hazard class of uncoated samples and coated with fire retardants corresponds to K3(15) and K0(15), respectively.

Conclusion. New experimental data will be used in the preparation of amendments to SP 64.13330.2017 "SNiP II-25-80 Timber Structures" for ensuring regulatory fire safety requirements to these structures.

Keywords: metal-timber structures, CLT-panels, fire resistance, fire protection of building structures, fire-retardant coatings

For citation: Komarova M.A., Grishin I.A., Shalabin M.V., Strekalev A.N., Melnikov N.O. Fire resistance and fire hazard study of combined metal-timber structures. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction.* 2023;39(4):57–67. (In Russian). https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-57-67

Author contribution statements
The authors contributed equally to this work.

Funding
The study was carried out within the framework of contractual works between JSC Research Center of Construction and the Federal Center for Regulation and Standardization.

Conflict of interest
The authors declare no conflict of interest.

Received 25.10.2023
Revised 20.11.2023
Accepted 23.11.2023

В настоящее время с учетом развития новых технологий в строительстве, повышения интереса к вопросам экологии и энергосбережения набирает популярность использование деревянных конструкций при строительстве зданий и сооружений, в том числе многоэтажных. Разрабатываются и внедряются новые нормативные документы по деревянному строительству. Например, специалистами ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко разработаны и введены в действие СП 451.1325800.2019 [1] и СП 452.1325800.2019 [2], регулирующие вопросы проектирования жилых и общественных зданий высотой до 28 м с применением деревянных несущих, самонесущих или ограждающих конструкций.

Сегодня в России помимо классических деревянных конструкций производятся и находят широкое применение в строительстве многослойные деревянные перекрестно клееные (ДПК) панели. Продукция известна за рубежом под аббревиатурой CLT (англ. Cross-Laminated Timber). CLT – это деревянная панель, изготовленная из склеенных между собой слоев сплошного пиломатериала, изготовленного, как правило, из хвойных, высушенных пород древесины. На ее основе производятся массивные деревянные панели.

Во многих современных работах [3–7] проведенные исследования показывают перспективы развития в России деревянного многоэтажного домостроения, в том числе с применением CLT-панелей, не уступающего железобетону и другим конструкционным материалам по своим эксплуатационным характеристикам, степени безопасности и энергоэффективности.

CLT-панели могут применяться как ограждающие конструкции [8] и как эффективный материал для несущих конструкций. Основные преимущества и свойства CLT-технологии: свобода выбора архитектурного стиля; минимальные сроки монтажа; экологичность; высокая прочность, позволяющая соперничать с такими материалами, как камень или кирпич, и выдерживать землетрясения до 7,5 балла [9].

Множество положительных качеств дало понять, что потенциал данной технологии не исчерпывается малоэтажным строительством. В Европе, США, Канаде появились и стали реализовываться проекты 6-, 9- и 10-этажных зданий, размещаемых в городской застройке. Существуют проекты складских, производственных зданий, транспортных объектов, спортивных сооружений [10].

Существует опыт применения таких панелей и в условиях Крайнего Севера. Например, в работе [11] на основе сравнения выявлены положительные аспекты применения материала в городах арктического региона. Рассмотрены примеры жилой застройки из CLT-панелей в России, Норвегии, Швеции, Финляндии, определены основные характеристики архитектурных решений.

В многоэтажных сооружениях из металлических конструкций в качестве плит перекрытий также могут быть использованы перекрестно клееные CLT-панели, что обеспечит пространственную жесткость за счет совместной работы стальных конструкций и плит из древесины.

Преимуществами такой конструктивной схемы являются отсутствие «мокрых» процессов при строительстве и достаточно высокий уровень предварительной заводской готовности конструкций зданий, простота их транспортировки и монтажа. Применение плит CLT для перекрытий, в сравнении с железобетонными конструкциями, позволит снизить расходы на фундаменты за счет уменьшения веса несущих конструкций здания.

В Российской Федерации широкое применение древесины сдерживается как традиционным представлением о повышенной пожарной опасности зданий с применением деревянных конструкций, так и недостаточной нормативной урегулированностью вопросов деревянного домостроения, в первую очередь связанных с обеспечением пожарной безопасности. При этом необходимо отметить, что CLT-панели обладают уникальными характеристиками, в том числе и повышенными показателями пожарной безопасности, по сравнению с традиционными конструкциями из древесины. Применение CLT-панелей требует дополнительных исследований влияния их на пожарную безопасность зданий и сооружений, возводимых с их применением. При этом научных исследований в этой области не так много. В работах [12–15] на основе огневых испытаний, аналитических исследований и расчетов представлены показатели пожарной безопасности деревянных CLT-панелей, рассмотрены процессы распространения горения и обугливания, сделаны предложения о необходимости учета при конструировании таких панелей снижения их несущей способности при пожаре, предложены технические решения по обеспечению пожарной безопасности за счет применения систем противопожарной защиты.

Основными элементами здания с каркасной конструктивной схемой, обеспечивающими пространственную жесткость и геометрическую неизменяемость, как правило, являются:

– ядро жесткости, в котором располагаются лестничные площадки и лифтовые шахты;
– сборные сплошные плиты перекрытия;
– отдельные внутренние стены, выполняющие функции диафрагм жесткости;
– наружные стены, участвующие в обеспечении жесткости.

Опыт строительства зданий с применением стальных и деревянных конструкций показывает, что для таких зданий до 12 этажей жесткость обеспечивается за счет совместной работы ядра жесткости и сборных сплошных плит перекрытия. Для зданий свыше 12 этажей для обеспечения жесткости необходимо включение в работу дополнительно диафрагм и/или наружных стен.

Вместе с тем, СП 64.13330.2017 [16] не содержит норм (технических требований) к огнестойкости и пожарной безопасности комбинированных металлодеревянных конструкций в перекрытиях для жилых и общественных зданий.

Таким образом, на сегодня существует необходимость развития нормативной базы в части норм (технических требований) к огнестойкости и пожарной безопасности к металлодеревянным конструкциям в перекрытиях для жилых и общественных зданий. Доработка существующих технических решений по огнестойкости и пожарной безопасности металлодеревянных конструкций в перекрытиях для жилых и общественных зданий с помощью стандартизированных (стандартизованных) материалов и внедрение в СП 64.13330.2017 [16]

технических требований (норм), направленных на обеспечение огнестойкости и снижение пожарной опасности металлодеревянных конструкций.

Целью представленной работы* является получение достоверных экспериментальных и расчетных данных для развития нормативной базы в части назначения технических требований к огнестойкости и пожарной безопасности комбинированных металлодеревянных конструкций в перекрытиях для жилых и общественных зданий.

Для выполнения поставленных целей была разработана программа экспериментальных исследований, состоящая из:

– определения пределов огнестойкости образцов конструкций в соответствии с ГОСТ 30247.1-94 [17]. Определяемые предельные состояния: потеря несущей способности, потеря целостности, потеря теплоизолирующей способности;

– определения класса пожарной опасности образцов конструкций в соответствии с ГОСТ 30403-2012 [18]. *Пожарную опасность конструкции характеризуют:*

– наличием теплового эффекта от горения материалов образца, который выражается в превышении температуры в тепловой камере по сравнению с верхней допустимой границей температурного режима;

– наличием пламенного горения газов, выделяющихся при термическом разложении материалов образца, продолжительностью более 5 с;

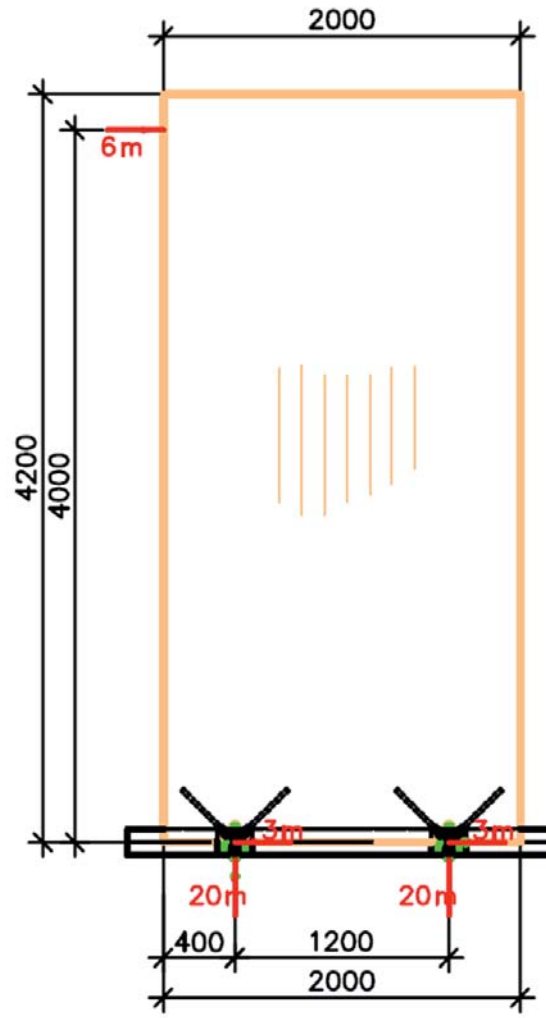


Рис. Схема образца металлодеревянной конструкции перекрытия для испытаний на огнестойкость
Fig. Scheme of a metal-timber floor sample for fire resistance tests

– наличием горящего расплава при продолжительности его горения более 5 с;

– размером повреждения образца в контрольной зоне.

* Работа выполнялась в рамках мероприятий по совершенствованию технического регулирования в строительной сфере Государственной программы Российской Федерации «Обеспечение доступным и комфортным жильем и коммунальными услугами граждан Российской Федерации» по Государственному заданию на выполнение услуг (работ) Федеральным автономным учреждением «Федеральный центр нормирования, стандартизации и технической оценки соответствия в строительстве» от 29 декабря 2022 г. № 069-00003-23-00 по реализации комплекса мероприятий по развитию нормативной технической и научной базы в области строительства с целью повышения уровня безопасности людей в зданиях и сооружениях в соответствии с требованиями Федерального закона от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

Для проведения испытаний изготовляли следующие образцы:

1. Для определения предела огнестойкости – фрагмент конструкции перекрытия размером 4300 × 2000 мм, толщина деревянной плиты – 160 мм. Плита по двум краям закреплена на стальных ригелях (двутавр 20Б1 по ГОСТ Р 57837-2017 [19], длина – 2000 мм).

Схема образца представлена на рисунке.

2. Для определения класса пожарной опасности – фрагмент конструкции перекрытия размером 2400 × 1300 мм, толщина деревянной плиты – 160 мм. Плита по двум краям закреплена на стальных ригелях (двутавр 20Б1 по ГОСТ Р 57837-2017 [19], длина – 1300 мм).

Размеры образцов выбраны согласно требованиям п. 6 ГОСТ 30247.1-94 [17] и п. 6.3 ГОСТ 30403-2012 [18] как минимально допустимые при проведении испытаний на огнестойкость и пожарную опасность соответственно.

Также проведены аналогичные испытания фрагментов конструкций по тем же параметрам с нанесением средств огнезащиты с расходом 500 г/м^2 по ГОСТ Р 59274-2020 [20] на деревянную плиту и по ГОСТ Р 59272-2020 [21] на стальной ригель.

При определении предела огнестойкости вертикальная равномерно распределенная нагрузка составляла 520 кг/м^2 и горизонтальная точечная боковая нагрузка величиной 85 кН, приложенная на расстоянии L/10 от свободно опираемого края плиты перекрытия (L = 4200 мм), устанавливались за 30 мин до начала испытания и поддерживались постоянными в течение всего времени. В процессе проведения испытаний температурный режим в огневой камере печи соответствовал п. 6. ГОСТ 30247.0-94 [22].

В соответствии с ГОСТ 30247.1-94 [17] оценивались:

Потеря несущей способности R вследствие обрушения конструкции или возникновения предельных деформаций. Прогиб конструкций оценивался в пролетах между опорами равными 4000 мм. Предельно допустимые значения по потере несущей способности составляют:

– по прогибу L/20 – 20,0 см;

– по скорости нарастания деформации L^2/(9000 h) – 1,1 см/мин.

Потеря теплоизолирующей способности I вследствие повышения температуры на необогреваемой поверхности конструкции в среднем более чем на 140 °С или на любой точке этой поверхности более чем на 180 °С в сравнении с температурой конструкции до испытания или более 220 °С независимо от температуры конструкции до испытания.

Потеря целостности E в результате образования в конструкции сквозных трещин или отверстий, через которые на необогреваемую поверхность проникают продукты горения или пламя. В процессе испытания потерю целостности определяют при помощи ватного тампона по ГОСТ 30247.0-94 [22], который помещают в металлическую рамку с держателем и подносят к местам, где ожидается проникновение пламени или продуктов горения, и в течение 10 с держат на расстоянии 20–25 мм от поверхности образца.

Результаты испытаний образцов по определяемым предельным состояниям: потеря несущей способности, потеря целостности, потеря теплоизолирующей способности – представлены в табл. 1.

Результаты испытаний по определению класса пожарной опасности вертикальной строительной конструкции в соответствии с ГОСТ 30403-2012 [18] представлены в табл. 2.

По результатам проведенных исследований сделаны следующие **выводы**:

Предел огнестойкости образцов фрагмента комбинированных металлодеревянных конструкций в перекрытиях для жилых и общественных зданий толщиной 160 мм при приложении

Таблица 1

Результаты испытаний по определению предельных состояний: потеря несущей способности, потеря целостности, потеря теплоизолирующей способности

Table 1

Limit state test results: loss of bearing capacity, loss of integrity, loss of thermal insulation capacity

№ п/п	ГОСТ	Наименование контролируемого параметра	Значение параметра		
			по ГОСТ	Фактическое	
				образец исходный	образец с огнезащитой
1	п. 6.1 ГОСТ 30247.0-94 [22]	Температурный режим в огневой камере	$T - T_o = 345\lg(8t + 1)$	в норме	в норме
2	Продолжительность проведения испытаний			82 мин	110 мин
3	ГОСТ 30247.1-94 [17]	Потеря теплоизолирующей способности (*I*)	$T_{ср} = T_o + 140$ °C $T_п = T_o + 180$ °C $T_п = 220$ °C	не наступила	не наступила
4	ГОСТ 30247.1-94 [17]	Потеря целостности (*E*)	образование сквозных трещин или отверстий	не наступила	не наступила
5	ГОСТ 30247.1-94 [17]	Потеря несущей способности (*R*)	обрушение конструкции	наступила на 82 мин	наступила на 110 мин
			прогиб свыше величины $L/20$	не наступила	не наступила
			скорость нарастания деформации выше величины $L^2/(9000\,h)$	превышение на 81 мин	наступила на 109 мин

вертикальной равномерно распределенной нагрузки 520 кг/м^2 составил REI 60. При нанесении на образцы с внешних сторон огнезащитного состава «Эврика» с расходом 500 г/м^2 предел огнестойкости увеличивается до REI 90.

Класс пожарной опасности образцов без огнезащитных средств соответствует К3(15), а при нанесении огнезащитного состава «Эврика» с расходом 500 г/м^2 соответствует К0(15).

Результаты проведенного исследования могут быть использованы при разработке технических решений по обеспечению нормативных требований, установленных для данных конструкций, в том числе по применению средств огнезащиты, а также при разработке нормативных документов, в частности при подготовке изменений в СП 64.13330.2017 «СНиП II-25-80 Деревянные конструкции» [16].

Таблица 2

Результаты испытаний по определению класса пожарной опасности

Table 2

Results of fire hazard classification tests

№ п/п	Наименование нормативного документа	Наименование контролируемого параметра	Значение параметра		
			по ГОСТ	образец исходный	образец с огнезащитой
1	п. 6.1 ГОСТ 30247.0-94 [22]	Температурный режим в огневой камере	$T - T_0 = 345\lg(8t + 1)$	В пределах нормы	
2	п. 7.4 ГОСТ 30403-2012 [18]	Температурный режим в тепловой камере	$T - T_0 = 200\lg(8t + 1)$	В пределах нормы	
3	Продолжительность испытания				15 мин
4	п. 4.2, 10.1 ГОСТ 30403-2012 [18]	Наличие теплового эффекта	Горение или термическое разложение составляющих конструкцию материалов	Наличие	Отсутствует
5	п. 4.2, 9.10 ГОСТ 30403-2012 [18]	Наличие пламенного горения газов	Термическое разложение составляющих конструкцию материалов с выделение газов и их последующим воспламенением более 5 с	Отсутствует	Отсутствует
6	п. 4.2, 9.11 ГОСТ 30403-2012 [18]	Наличие расплавов	Наличие горящих капель, вытекающих из торцов образца или стекающих по поверхности образца в пределах контрольной зоны	Отсутствует	Отсутствует
7	п. 4.2, 9.13, 9.14, 9.15 ГОСТ 30403-2012 [18]	Повреждение конструкции и составляющих ее материалов в пределах контрольной зоны	Обугливание, оплавление и выгорание материалов, из которых изготовлена конструкция, на глубину более 2 мм. Повреждение материала длиной более 50 мм. Повреждение материала заполнения стыка более 800 мм	Наличие Наличие Наличие	Отсутствует Отсутствует Отсутствует
8	п. 4.2, 9.12 ГОСТ 30403-2012 [18]	Время образования повреждений	Появление и характер развития в образце трещин, отверстий, отслоений, раскрытие стыков, появление дыма, пламени, изменение цвета и состояния поверхностей	Отсутствует	Отсутствует
9	п. 6.4, 10.3 ГОСТ 30403-2012 [18]	Пожарная опасность материалов, составляющих конструкцию	Материалы и детали образцов, подлежащих испытанию, должны соответствовать технической документации на их изготовление и применение	Соответствуют	Соответствуют
10	п. 6.3 ГОСТ 30403-2012 [18]	Габаритные размеры образца	Испытываемые образцы должны иметь длину не менее 2,4 м, ширину не менее 1,3 м, толщину – по технической документации	Соответствуют	Соответствуют

Список литературы

1. СП 451.1325800.2019. Здания общественные с применением деревянных конструкций. Правила проектирования. Москва: Стандартинформ; 2020.
2. СП 452.1325800.2019. Здания жилые многоквартирные с применением деревянных конструкций. Правила проектирования. Москва: Стандартинформ; 2020.
3. *Есауленко И.В.* Перспективы развития высотного деревянного домостроения в России на примере зарубежного опыта. Архитектура, строительство, транспорт. 2021;(4):17–25. https://doi.org/10.31660/2782-232X-2021-4-17-25
4. *Ван-Хо-Бин Е.А.* Перспективы строительства высотных зданий из CLT-панелей в России. Новые идеи нового века: материалы международной научной конференции ФАД ТОГУ. 2016;3:213–217.
5. *Туманов А.В., Иванцов Р.А., Пензяков В.Д., Шитова И.Ю.* Перспективы многоэтажного деревянного строительства из CLT-панелей в России. Вестник ПГУАС: строительство, наука и образование. 2021;(1):43–49.
6. *Ляпина Д.А.* Перспективы развития строительства домов из деревянных CLT панелей в России. В: Образование. Наука. Производство. XIII Международный молодежный форум. Белгород; 2021, с. 1752–1753.
7. *Журович Е.А., Козлова К.С., Шкорко М.Ю.* CLT-панели – перспективный строительный материал. Журнал естественнонаучных исследований. 2017;2(4):89–98.
8. *Третьяков Н.В., Вохрамеева П.С.* Ограждающие конструкции каркасных зданий с применением CLT-панелей. В: Традиции и инновации в строительстве и архитектуре. Строительство: сборник статей. Самара: Самарский государственный технический университет; 2019, с. 56–61.
9. *Бойтемирова И.Н., Давыдова Е.А.* CLT-панели – эффективный материал из древесины для несущих и ограждающих конструкций зданий. Вестник научных конференций. 2016;(12-1):18–21.
10. *Мавлюбердинов А.Р., Хоцанян Д.Н.* Технологические особенности возведения многоэтажных жилых зданий из CLT-панелей. Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2018;(1):219–225.
11. *Якуненкова М.С., Осетрина Д.А.* Возможность использования CLT-панелей в жилом строительстве для условий Салехарда. Современное строительство и архитектура. 2022;(6):4–9. https://doi.org/10.18454/mca.2022.30.6.001
12. *Амельчугов С.П., Тарасов И.В., Шубкин Р.Г., Иванов Д.В., Никулин М.А.* Пожарная безопасность несущей звукозащитной деревянной CLT панели. Сибирский пожарно-спасательный вестник. 2022;(2):9–14. https://doi.org/10.34987/vestnik.sibpsa.2022.35.47.001
13. *Захватов Д.М., Жантлисов Т.А., Рузаев С.Н.* Оценка пожарной опасности конструкций из CLT панелей. В: Региональные проблемы геологии, географии, техносферной и экологической безопасности. Материалы IV Всероссийской научно-практической конференции. Оренбург; 2022, с. 128–132.
14. *Захватов Д.М., Рузаев С.Н.* Пожарная безопасность конструкций из CLT панелей. В: В фокусе достижений молодежной науки. Материалы ежегодной итоговой научно-практической конференции. Оренбург; 2023, с. 195–197.
15. *Пехотиков А.В., Абашкин А.А., Голкин А.В., Гомозов А.В.* Особенности противопожарной защиты многоквартирных жилых зданий с применением конструкций из перекрестноклееной древесины. В: Актуальные проблемы пожарной безопасности. Материалы XXXV Международной научно-практической конференции. Москва; 2023, с. 348–357.
16. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80 [интернет]. Режим доступа: https://files.stroyinf.ru/Data2/1/4293744/4293744725.pdf
17. ГОСТ 30247.1-94. Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Несущие и ограждающие конструкции. Москва: Издательство стандартов; 1995.
18. ГОСТ 30403-2012. Конструкции строительные. Метод испытаний на пожарную опасность. Москва: Стандартинформ; 2014.
19. ГОСТ Р 57837-2017. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Технические условия. Москва: Стандартинформ; 2019.
20. ГОСТ Р 59274-2020. Огнезащитный состав (покрытие) по древесине на основе композиции из полимерных эмульсий. Технические условия. Москва: Стандартинформ; 2021.
21. ГОСТ Р 59272-2020. Огнезащитный состав (покрытие) по стали на неорганическом вяжущем. Технические условия. Москва: Стандартинформ; 2021.
22. ГОСТ 30247.0-94. Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Общие требования. Москва: Издательство стандартов; 2003.

References

1. SP 451.1325800.2019. Public buildings with wooden structures. Design rules. Moscow: Standartinform Publ.; 2020. (In Russian).
2. SP 452.1325800.2019. Multicompartment residential buildings with wooden structures. Design rules. Moscow: Standartinform Publ.; 2020. (In Russian).
3. *Esaulenko I.V.* Prospects for the development of high-rise wooden housing construction in Russia on foreign experience. Architecture, construction, transport. 2021;(4):17–25. (In Russian). https://doi.org/10.31660/2782-232X-2021-4-17-25
4. *Van-Kho-Bin E.A.* Perspectives for the High-Rise Buildings Construction from Clt-Panels in Russia. New ideas of new century: materials of the international scientific conference FAD TOGU. 2016;3:213–217. (In Russian).
5. *Tumanov A.V., Ivantsov R.A., Penzyakov V.D., Shitova I.Y.* Prospects of multi-storey wooden construction from CLT panels in Russia. PGUAS Bulletin: construction, science and education. 2021;(1):43–49. (In Russian).
6. *Lyapina D.A.* Prospects for the development of construction of houses made of wooden CLT panels in Russia. In: Education. Science. Production. XIII International Youth Forum. Belgorod; 2021, pp. 1752–1753. (In Russian).
7. *Zhirovich E.A., Kozlova K.S., Shkorko M.Yu.* CLT-panels – promising building material. Journal of Natural Science Research. 2017;2(4):89–98. (In Russian).
8. *Tretyakov N.V., Vokhrameeva P.S.* Enclosing structures of frame building made with the use of CLT-panels. In: Traditions and innovations in construction and architecture. Construction. Collection of articles. Samara: Samara State Technical University; 2019, pp. 56–61. (In Russian).
9. *Boytemirova I.N., Davydova E.A.* CLT-panels – an effective wood material for load-bearing and enclosing structures of buildings. Bulletin of Scientific Conferences. 2016;(12-1):18–21. (In Russian).
10. *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):219–225. (In Russian).
11. *Yakunenkova M.S., Osetrina D.A.* A possibility of using CLT panels in residential construction for Salekhard. Modern construction and architecture. 2022;(6):pp. 4–9 (In Russian). https://doi.org/10.18454/mca.2022.30.6.001
12. *Amelchugov S.P., Tarasov I.V., Shubkin R.G., Ivanov D.V., Nikulin M.A.* Fire safety of the sound-proof wooden CLT panel carrier. Siberian fire and rescue Bulletin. 2022;(2):9–14. (In Russian). https://doi.org/10.34987/vestnik.sibpsa.2022.35.47.001
13. *Zaxvatov D.M., Zhantlisov T.A., Ruzaev S.N.* Fire hazard assessment of structures made of CLT panels. In: Regional problems of geology, geography, technosphere and environmental safety. Materials of the IV All-Russian scientific and practical conference. Orenburg; 2022, pp. 128–132. (In Russian).
14. *Zaxvatov D.M., Ruzaev S.N.* Fire safety of structures made of CLT panels. In: In the focus of achievements of youth science. Materials of the annual final scientific and practical conference. Orenburg; 2023, pp. 195–197. (In Russian).
15. *Pehotikov A.V., Abashkin A.A., Golkin A.V., Gomozov A.V.* Features of fire protection of multi-apartment residential buildings using structures made of cross-laminated wood. In: Actual problems of fire safety. Materials of the XXXV International Scientific and Practical Conference. Moscow; 2023, pp. 348–357. (In Russian).
16. SP 64.13330.2017. Timber structures. Updated version of SNiP II-25-80. Available at: https://files.stroyinf.ru/Data2/1/4293744/4293744725.pdf (in Russian).
17. State Standard 30247.1-94. Elements of building constructions. Fire-resistance test methods. Loadbearing and separating constructions. Moscow: Publishing house of standards; 1995. (In Russian).
18. State Standard 30403-2012. Building structures. Fire hazard test method. Moscow: Standartinform Publ.; 2014. (In Russian).
19. State Standard R 57837-2017. Hot-rolled steel I-beams with parallel edges of flanges. Specifications. Moscow: Standartinform Publ.; 2019. (In Russian).
20. State Standard R 59274-2020. Fire resistant coating for wood based on polymer-emulsion composition. Specification. Moscow: Standartinform Publ.; 2021. (In Russian).
21. State Standard R 59272-2020. Non-organic binder-based fire resistant coating for steel. Specifications. Moscow: Standartinform Publ.; 2021. (In Russian).
22. State Standard 30247.0-94. Elements of building constructions. Fire-resistance test methods. General requirements. Moscow: Publishing house of standards; 2003. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Мария Александровна Комарова, канд. хим. наук, руководитель научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва
Maria A. Komarova, Cand. Sci. (Chem.), Bureau Head, Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

Илья Александрович Гришин, заместитель руководителя научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва
Il'ya A. Grishin, Deputy Head, Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

Михаил Валерьевич Шалабин, заведующий лабораторией научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва
Mikhail V. Shalabin, Laboratory Head, Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

Александр Николаевич Стрекалев, заведующий сектором научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва
Aleksandr N. Strekalev, Sectoral Head, Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

Никита Олегович Мельников✉**,** канд. техн. наук, доцент, старший научный сотрудник научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство»; доцент РХТУ им. Д.И. Менделеева, Москва
e-mail: No.melnikov@yandex.ru
Nikita O. Melnikov✉**,** Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, Senior Researcher, Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction; Associate Professor, Russian Chemical-Technological University named after D.I. Mendeleev, Moscow
e-mail: No.melnikov@yandex.ru

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 691.328.4, 693.564
https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-68-81 EDN: PJLGFW

ВЛИЯНИЕ ПАРАМЕТРОВ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ КОМПОЗИТНОЙ ПОЛИМЕРНОЙ НА ЖЕСТКОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ. ПОДГОТОВКА И ПРОВЕДЕНИЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

К.Л. КУДЯКОВ[1,2,✉], канд. техн. наук
А.В. БУЧКИН[1], канд. техн. наук
Е.Ю. ЮРИН[1]
С.К. ХЛЕБНИКОВ[1,2]
В.А. ПЕНТЮХОВА[1]

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

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

Аннотация

Введение. Высокая прочность арматуры композитной полимерной (далее – АКП) при растяжении и относительно низкий модуль упругости по сравнению со стальной арматурой определяют рациональность ее предварительного напряжения. Однако вопросы технологии ее предварительного напряжения и проектирования конструкций с ее применением изучены недостаточно. Актуальная нормативная документация не содержит исчерпывающий объем положений и требований применительно к условиям и параметрам преднапряжения АКП и их учета при проектировании и расчетах конструкций. В связи с этим проведение комплекса уточняющих исследований по данной тематике является актуальным и имеет значительный практический интерес.

Целью работы является оценка влияния различных параметров предварительного напряжения арматуры композитной полимерной на жесткость и трещиностойкость изгибаемых бетонных элементов.

Материалы и методы. В рамках работы была разработана и реализована программа экспериментальных исследований, которая включала изготовление и испытание на изгиб шести серий опытных бетонных образцов с различными параметрами предварительного напряжения АКП.

Результаты. Определены разрушающие нагрузки, установлены характеры деформирования, трещинообразования и разрушения изгибаемых бетонных элементов с различными параметрами предварительного напряжения растянутой АКП. Установлены предпосылки для совершенствования системы градостроительной деятельности в части уточнения и дополнения действующих нормативных документов по проектированию бетонных конструкций, армированных АКП.

Выводы. В лабораторных условиях апробирована технология натяжения АКП механическим способом. Для ее реализации в условиях современных производственных предприятий требуется адаптация

натяжных устройств и захватов. Сделан вывод, что предварительное напряжение АКП является эффективным способом повышения трещиностойкости и жесткости изгибаемых бетонных элементов: в рамках исследований зафиксировано увеличение момента образования трещин (относительно конструкций без преднапряжения) до 2,25 раза и уменьшение прогибов в середине пролета до 0,5 раза.

Ключевые слова: арматура композитная полимерная, предварительное напряжение, жесткость, трещиностойкость, армированные бетонные конструкции

Для цитирования: Кудяков К.Л., Бучкин А.В., Юрин Е.Ю., Хлебников С.К., Пентюхова В.А. Влияние параметров предварительного напряжения арматуры композитной полимерной на жесткость и трещиностойкость изгибаемых бетонных элементов. Подготовка и проведение экспериментальных исследований. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2023;39(4):68–81. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-68-81

Вклад авторов
Кудяков К.Л., Бучкин А.В. – анализ литературных источников, подготовка программы испытаний, анализ результатов исследований.
Юрин Е.Ю., Хлебников С.К., Пентюхова В.А. – подготовка и проведение экспериментальных исследований.

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

Конфликт интересов
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 24.10.2023
Поступила после рецензирования 20.11.2023
Принята к публикации 23.11.2023

EFFECTS OF PRESTRESS PARAMETERS OF FIBER REINFORCED POLYMER REBAR ON THE STIFFNESS AND CRACK RESISTANCE OF BENDING CONCRETE ELEMENTS. EXPERIMENTAL STUDIES

K.L. KUDYAKOV[1,2,✉], Cand. Sci. (Engineering)
A.V. BUCHKIN[1]
E.Yu. YURIN[1]
S.K. KHLEBNIKOV[1,2]
V.A. PENTYKHOVA[1]

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

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

Abstract

Introduction. In contrast to steel reinforcement, high tensile strength and relatively low elasticity modulus of fiber reinforced polymer rebar (FRP) determine the feasibility of its prestressing. However, the issues of its prestressing technology and the design of structures with its application are insufficiently studied. The current regulatory documentation contain no exhaustive scope of provisions and requirements in relation to the conditions and parameters of FRP prestressing and their account in the design and calculation of structures. In this regard, conducting a set of clarifying studies on this topic appears to be relevant and represents a considerable practical interest.

Aim. To assess the effect of various FRP prestressing parameters on the stiffness and crack resistance of bending concrete elements.

Materials and methods. As a part of the study, an experimental research program was developed and implemented, including the manufacture and bending testing of six concrete sample series with various FRP prestressing parameters.

Results. The destructive loads were determined; patterns of deformation, cracking and destruction of bending concrete elements for various FRP prestressing parameters were established. The prerequisites for improving the system of urban planning activities in terms of clarifying and supplementing the existing regulatory documents for the design of FRP-reinforced concrete structures were established.

Conclusion. The technology of FRP mechanical tensioning was laboratory successfully tested. Nevertheless, an adaptation of tensioning devices and grippers is required for its implementation at contemporary production enterprises. FRP prestressing was concluded to be an effective way of increasing the crack resistance and stiffness of bending concrete elements. Within the framework of the study, increase in the time of crack formation (relative to structures without prestressing) and a decrease in deflections in the middle of the span of up to 2.25 and 0.5 times, respectively, was recorded.

Keywords: polymer composite reinforcement, prestressing, stiffness, crack resistance, reinforced concrete structures

For citation: Kudyakov K.L., Buchkin A.V., Yurin E.Yu., Khlebnikov S.K., Pentykhova V.A. Effects of prestress parameters of fiber reinforced polymer rebar on the stiffness and crack resistance of bending concrete elements. Experimental studies. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction.* 2023;39(4):68–81. (In Russian). https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-68-81

Author contribution statements
Kudyakov K.L., Buchkin A.V. – analysis of literary sources, test program preparation, analysis of research results. Yurin E.Yu., Khlebnikov S.K., Pentykhova V.A. – preparation and conduct of experimental studies.

Funding
The study was carried out within the framework of contractual works of JSC Research Center of Construction and Federal Center for Regulation, Standardization and Technical Assessment in Construction (FAU "FCC").

Conflict of interest
The authors declare no conflict of interest.

Received 24.10.2023
Revised 20.11.2023
Accepted 23.11.2023

Введение

Эффективность предварительного напряжения арматуры композитной полимерной (АКП) подтверждается множеством результатов отечественных и зарубежных исследований. В зависимости от типа АКП и усилий обжатия бетона наблюдается значительное увеличение жесткости и величины изгибающего момента при образовании трещин, снижение ширины раскрытия трещин. В ряде исследований отмечается положительный эффект от применения предварительно напряженной АКП в комбинации со стальной арматурой или фибровым армированием бетона. Указанные мероприятия позволяют «компенсировать» низкие жесткостные характеристики АКП и приблизить эксплуатационные характеристики армированных ею конструкций к железобетонным аналогам [1–19].

В силу технических особенностей АКП единственный возможный метод ее предварительного напряжения – механический. Наиболее технологичная реализация данного метода может быть достигнута с применением гидравлических и винтовых домкратов, при этом требуется адаптация и апробация технологии, устройств и захватов в условиях современных производственных предприятий. Данные факторы являются барьером для широкого применения сборных армированных бетонных конструкций с предварительно напряженной АКП [1, 19–21].

В отечественных и зарубежных нормах требования к предварительно напряженной АКП рассмотрены частично. Например, в американских и канадских нормах [22–28] практически не рассматривается предварительно напряженная АКП на основе стеклянных (АСК) и базальтовых волокон (АБК). В российском СП 295.1325800.2017 [29] не рассмотрена предварительно напряженная АБК. Нормируемые подходы к расчетной оценке параметров предварительного напряжения АКП принципиально схожи с методами, установленными для стальной арматуры. При этом существенные отличия в реологических и физико-механических свойствах стали и АКП учитываются частично. Вопросы влияния температурного перепада при тепловой обработке бетона на потери предварительного напряжения изучены недостаточно. Стандартные методы испытаний по определению релаксации напряжений для АКП в отечественных документах не рассмотрены.

В связи с этим проведение комплекса уточняющих исследований по данной тематике является актуальным и имеет значительный практический интерес.

Целью является проведение экспериментальных исследований с оценкой влияния различных параметров предварительного напряжения АКП на жесткость и трещиностойкость изгибаемых бетонных элементов и выявление предпосылок для совершенствования системы градостроительной деятельности в части уточнения и дополнения действующих нормативных документов по проектированию армированных бетонных конструкций.

Материалы и методы

В 2023 году сотрудниками НИИЖБ им. А.А. Гвоздева выполнена работа по исследованию влияния предварительно напряженной АСК на жесткость и трещиностойкость нормальных сечений изгибаемых бетонных элементов.

Для экспериментальных исследований были изготовлены и испытаны 6 серий опытных конструкций (по 2 шт. в каждой серии), которые были условно разделены на две группы в зависимости от анкеровочного слоя АСК (индекс «П» – периодический профиль, «ПЭ» – песчаное покрытие). Для всех опытных конструкций продольное армирование в растянутой зоне выполнено из АСК с величинами начального натяжения ($\sigma_{fp,0}$) 30 и 45 % от предела прочности при растяжении $\sigma_{f,B}$ для каждого типа арматуры. Также изготовлены контрольные серии опытных конструкций без предварительного напряжения арматуры.

Основные параметры опытных конструкций приведены на рис. 1 и в таблице.

Для изготовления образцов с преднапряженной арматурой была изготовлена деревянная опалубка с геометрическими размерами, обеспечивающими единовременное натяжение арматуры для двух образцов одной серии при их продольном расположении. По торцам опалубки были предусмотрены отверстия таким образом, чтобы исключалось соприкосновение преднапрягаемой арматуры и опалубки. В деревянную опалубку в проектном

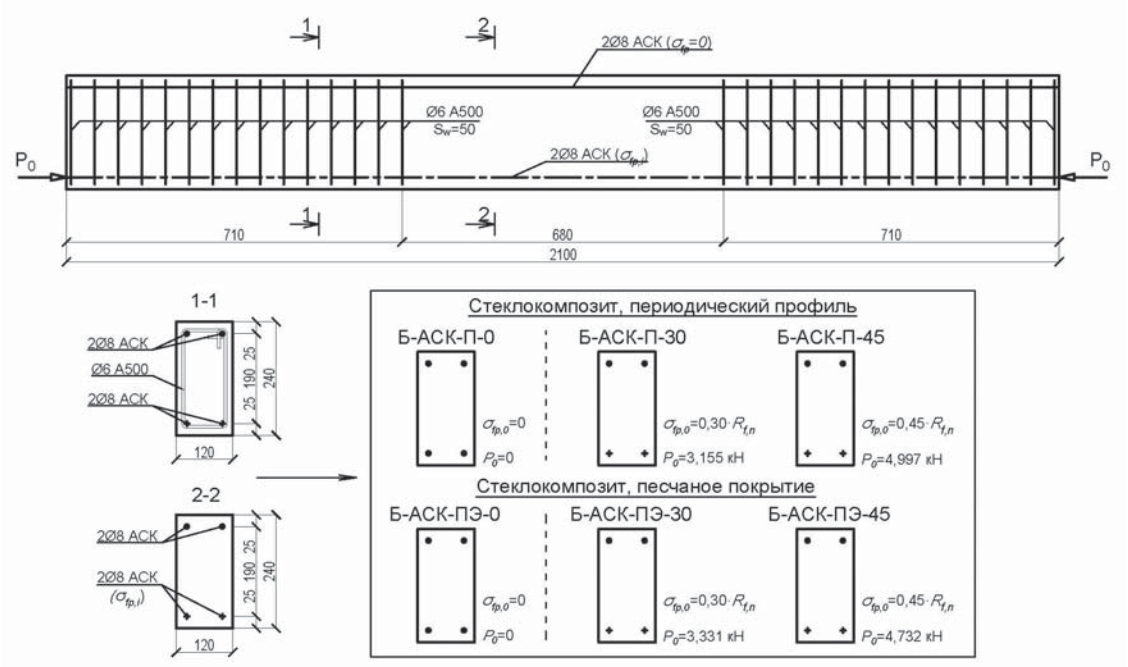


Рис. 1. Принципиальные конструктивные решения опытных конструкций
Fig. 1. Conceptual designs of tested structures

положении устанавливались металлические каркасы с поперечной арматурой, через которые продевались (без раскрепления) и располагались в проектном положении продольные преднапрягаемые стержни, на выступающих за торцы опалубки концах которых были устроены анкерные устройства, выполненные по аналогии с испытательными муфтами по п. 5.2.4 ГОСТ 32492-2015 [30].

Деревянная опалубка располагалась в замкнутой жесткой металлической раме. С одной стороны рамы закреплялся неподвижный упор со специальным захватом, в котором фиксировались концы преднапрягаемой арматуры с анкерными устройствами. Конструкция захвата позволяла выполнять одновременное равномерное натяжение двух арматурных стержней. С другой стороны устанавливалась силовая система, состоящая из домкрата, подвижного упора, динамометра (силомера) и захвата для фиксации концов преднапрягаемой арматуры с анкерными устройствами (рис. 2). При помощи домкрата осуществлялось перемещение подвижного упора. Контроль заданного усилия натяжения силовой системы (и, как следствие, преднапрягаемой арматуры) осуществлялся при помощи динамометра типа АЦД/1Р-100/1И-1. При достижении заданного уровня натяжения арматуры подвижный упор фиксировался с последующим периодическим контролем показаний динамометра. Мониторинг показаний динамометров осуществлялся вплоть до бетонирования образцов, а далее – до передачи усилий натяжения арматуры на бетон.

Значения потерь от релаксации напряжений АСК определялись параллельными измерениями на специальных динамометрических рамах, позволяющих обеспечить контроль усилия в образце и неизменность его деформаций на период испытаний. Данные измерения выполнялись по методике, разработанной в НИИЖБ им. А.А. Гвоздева.

Таблица

Основные характеристики опытных конструкций

Table

Basic characteristics of tested structures

Шифр серии	Тип АСК	Значения начального натяжения арматуры $\sigma_{fp,0} / \sigma_{f,B}$		
		0	0,3	0,45
Б-АСК-П-0	П	+		
Б-АСК-П-30			+	
Б-АСК-П-45				+
Б-АСК-ПЭ-0	ПЭ	+		
Б-АСК-ПЭ-30			+	
Б-АСК-ПЭ-45				+

Примечания:
1. Номинальные размеры опытных конструкций ($L \times b \times h$), мм: 2100 × 120 × 240.
2. Все образцы изготовлены из одной партии тяжелого бетона. На момент испытаний определены следующие характеристики бетона: призменная прочность на сжатие составила 48,37 МПа, начальный модуль упругости – 36,57 ГПа, прочность на растяжение при изгибе – 5,6 МПа.
3. Растянутая зона сечения армировалась двумя стержнями АСК типа «П» или «ПЭ».
4. Сжатая зона сечения имела конструктивное армирование из двух стержней АСК типа «П».
5. По результатам испытаний АСК типа «П»: номинальный диаметр d = 7,81 мм, предел прочности на растяжение $\sigma_{f,B}$ = 1120 МПа, модуль упругости E_f = 52 ГПа. То же, для типа «ПЭ»: d = 7,91 мм, $\sigma_{f,B}$ = 1152 МПа, E_f = 54 ГПа. Оба типа АСК соответствуют ГОСТ 31938-2022 [31].
6. Поперечное армирование выполнено в виде замкнутых хомутов из стальной арматуры (Ø 6 мм класса А500 с шагом 50 мм) и установлено только в приопорных зонах.

Notes:
1. Nominal dimensions of tested structures ($L \times b \times h$), mm: 2100 × 120 × 240.
2. All samples are of the same heavy concrete batch. At the time of testing, the following characteristics of concrete were determined: prismatic compressive strength of 48.37 MPa, initial elasticity modulus of 36.57 GPa, tensile strength at bending of 5.6 MPa.
3. The tensile section zone was reinforced with 2 GFRP rods with surface types of periodic profile (GFRP-PP) or sand cover (GFRP-SC).
4. The compressed section zone was structurally reinforced with 2 GFRP-PP rods.
5. According to the results of GFRP-PP tests: nominal diameter d = 7.81 mm, ultimate tensile strength $\sigma_{f,B}$ = 1120 MPa, elasticity modulus E_f = 52 GPa. The same for the GFRP-SC type: d = 7.91 mm, $\sigma_{f,B}$ = 1152 MPa, E_f = 54 GPa. Both GFRP types comply with State Standard 31938-2022 [31].
6. The transverse reinforcement is made of steel rebars (A500 Ø 6 mm with a pitch of 50 mm), shaped as closed clamps and installed only in support zones.

Испытания опытных образцов проводились в силовой раме, жестко прикрепленной к силовому полу. Опытный образец помещался на две опоры, одна из которых шарнирно-подвижна, а другая шарнирно-неподвижна. Нагрузка создавалась гидравлическим домкратом, упирающимся в силовую раму, и передавалась на опытный образец через жесткую траверсу и катки в виде двух сосредоточенных сил. Величина нагрузки на образец определялась при помощи динамометра, установленного между домкратом и силовой рамой. Испытание опытных образцов выполнялось в соответствии со схемой, приведенной на рис. 3.

Перед проведением испытания для каждого образца замерялись фактические размеры его поперечного сечения, пролет, расстояния от опор до мест приложения сосредоточенной нагрузки, а после испытания уточнялась рабочая высота сечения и толщина защитного слоя бетона. Во время испытаний измерялись осадка опор и прогибы опытных образцов (схемы установки индикаторов И1–И4 и прогибомеров П1–П5 приведены на рис. 3). Ширина раскрытия трещин на поверхности образца измерялась с помощью отсчетного

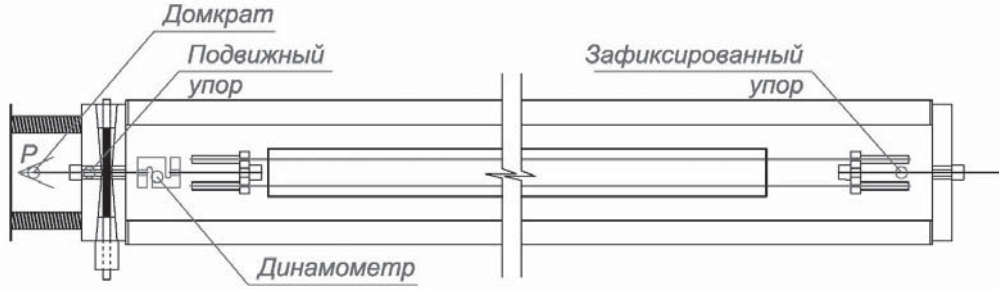


Рис. 2. Принципиальная схема стенда для натяжения АСК
Fig. 2. Principal scheme of the bench for FRP-presstressing

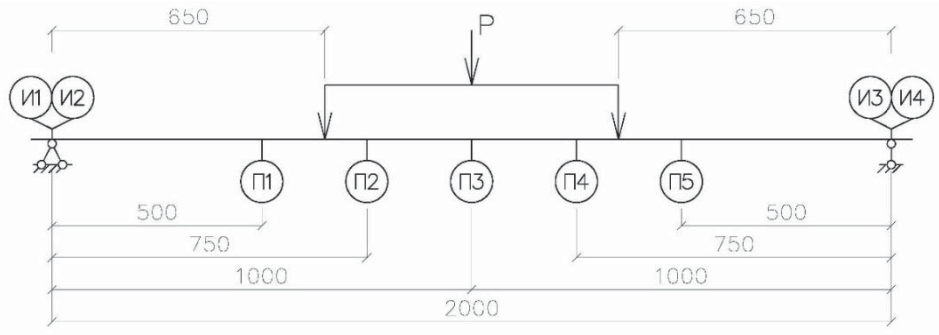


Рис. 3. Принципиальная схема испытаний опытных конструкций
Fig. 3. Principal scheme of structures tests

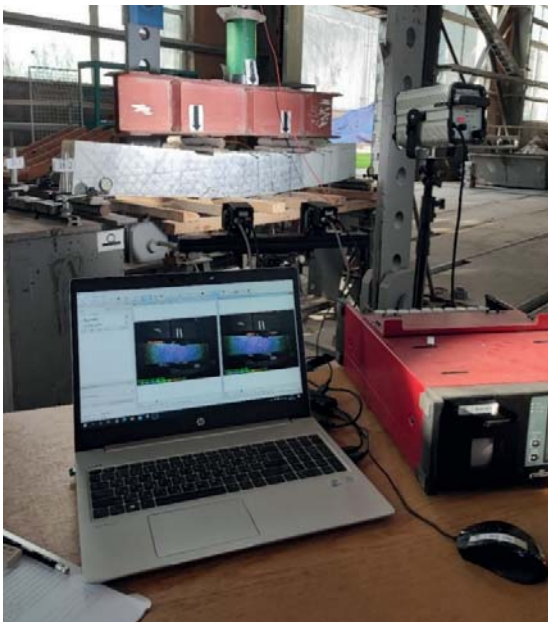


Рис. 4. Общий вид испытаний опытных конструкций
Fig. 4. General view of structures tests

микроскопа. Дополнительно к указанным выше приборам использовалась бесконтактная оптическая система измерения деформаций Vic-3D.

Нагрузка прикладывалась ступенями 1/10 от теоретической разрушающей нагрузки, с учащением шага в диапазоне нагружения, близком к теоретическому значению нагрузки образования трещин. На каждой ступени проводилась выдержка под нагрузкой около 5 мин. За это время выполнялся визуальный осмотр, зарисовка трещин, отмечались нагрузки образования и развития трещин. Затем снимались все величины деформаций опытной конструкции. При испытаниях нагрузка доводилась до исчерпания несущей способности (до разрушения) опытной конструкции. Общий вид испытаний опытных конструкций приведен на рис. 4.

Результаты

По результатам экспериментальных исследований опытных конструкций определены разрушающие нагрузки, установлены параметры и схемы трещинообразования (рис. 5 и 6), а также определены прогибы (рис. 7).

Анализ результатов испытаний показал следующее:

– деформирование, трещинообразование и разрушение всех опытных конструкций имели схожий характер, независимо от величины предварительного напряжения;

– значимого влияния типа анкеровочного слоя АСК на результаты испытаний не выявлено;

– значимого влияния предварительного напряжения АСК на несущую способность опытных конструкций не выявлено;

– разрушение всех опытных конструкций происходило в зоне чистого изгиба, имело хрупкий характер и сопровождалось разрывом растянутой арматуры; проскальзывания арматуры в бетоне не выявлено;

– образование трещин для конструкций с предварительным напряжением арматуры происходило при б*о*льших значениях нагрузки, чем для контрольных образцов без предварительного напряжения. При уровне предварительного напряжения $0{,}3\sigma_{f,B}$ наблюдалось увеличение момента образования трещин (относительно конструкций без преднапряжения) до 1,81 раза; при $0{,}45\sigma_{f,B}$ – до 2,25 раза;

– наблюдается тенденция к уменьшению ширины раскрытия трещин для конструкций с предварительным напряжением арматуры; с ростом величины предварительного напряжения ширина раскрытия трещин уменьшается;

– развитие прогибов для конструкций с предварительным напряжением арматуры в меньшей степени, чем для контрольных образцов. В рассмотренном диапазоне нагружения при уровне предварительного напряжения $0{,}3\sigma_{f,B}$ наблюдалось уменьшение величины прогибов в середине пролета до 0,68 раза; при $0{,}45\sigma_{f,B}$ – до 0,5 раза.

Выводы

В лабораторных условиях апробирована технология натяжения АКП механическим способом. Получен положительный результат, однако для ее реализации в условиях современных производственных предприятий требуется адаптация натяжных устройств и захватов.

В рамках работы была разработана и реализована программа экспериментальных исследований, которая включала изготовление и испытание шести серий опытных образцов с различными параметрами предварительного напряжения АСК. По результатам испытаний можно сделать вывод, что предварительное напряжение АКП является эффективным способом повышения трещиностойкости и жесткости изгибаемых бетонных элементов.

В последующем предполагается более детальная публикация результатов анализа полученных опытных данных проведенного исследования.

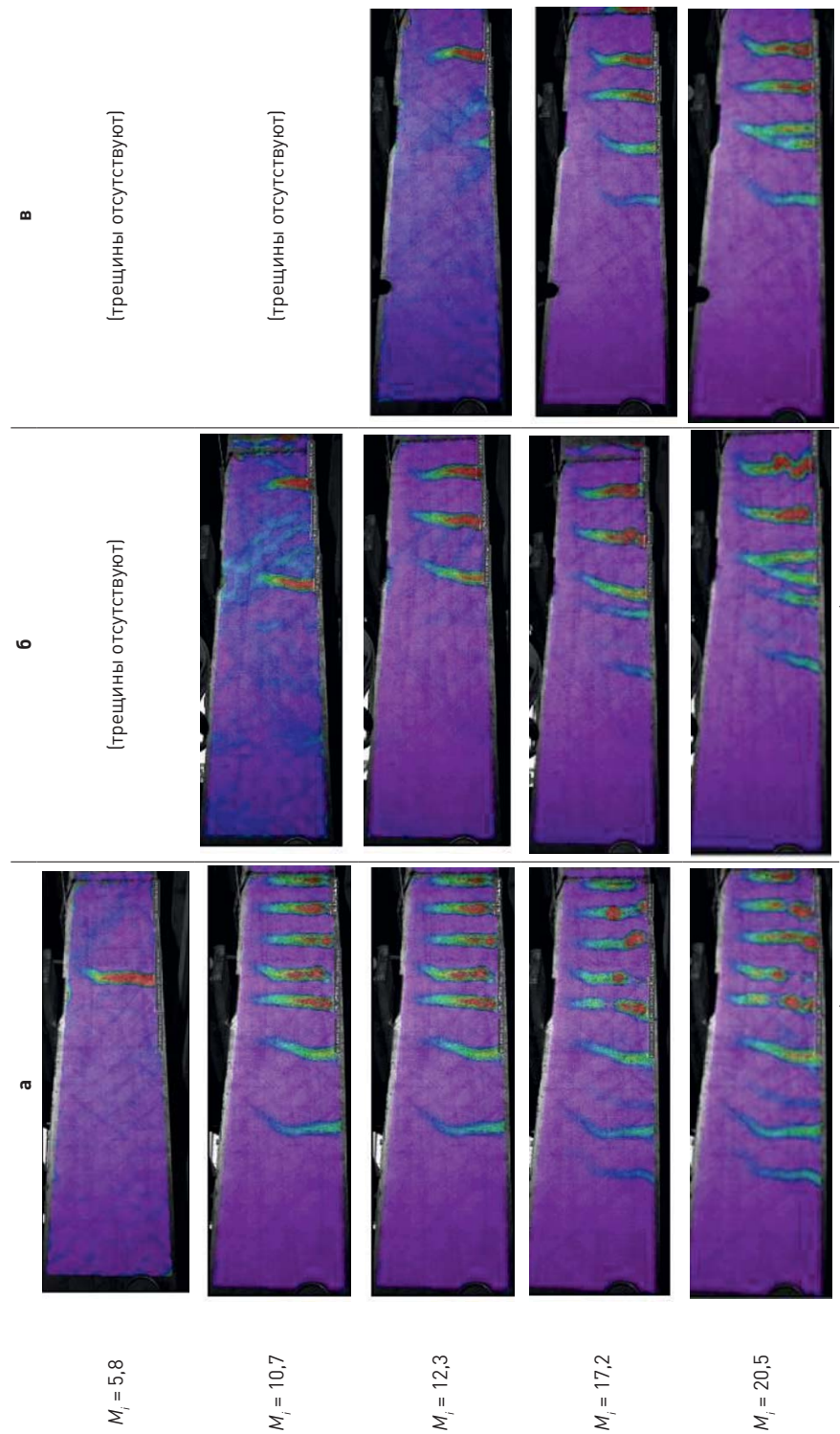
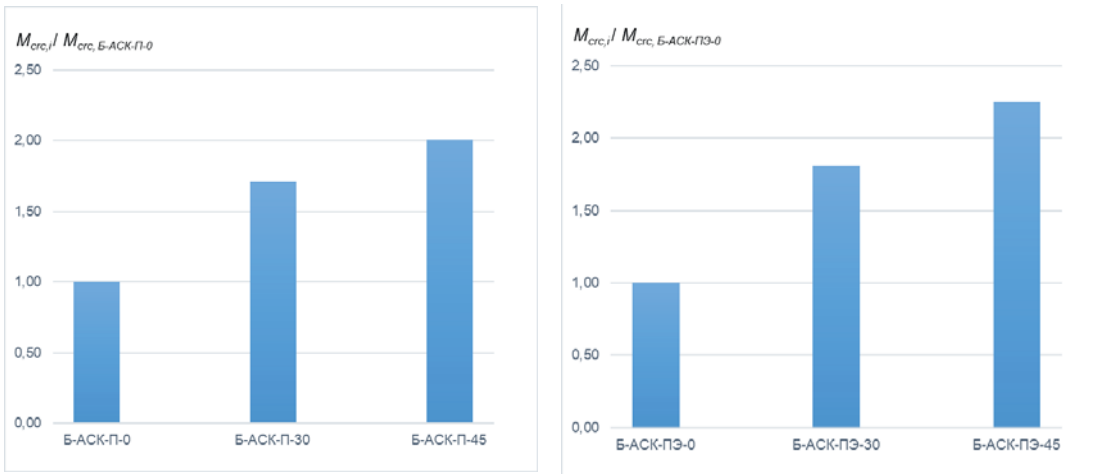


Рис. 5. Характерные схемы развития трещин (показания измерительной системы Vic-3D) при разных значениях изгибающего момента M_i, кН×м, для опытных конструкций: *а* – Б-АСК-П-0; *б* – Б-АСК-П-30; *в* – Б-АСК-П-45

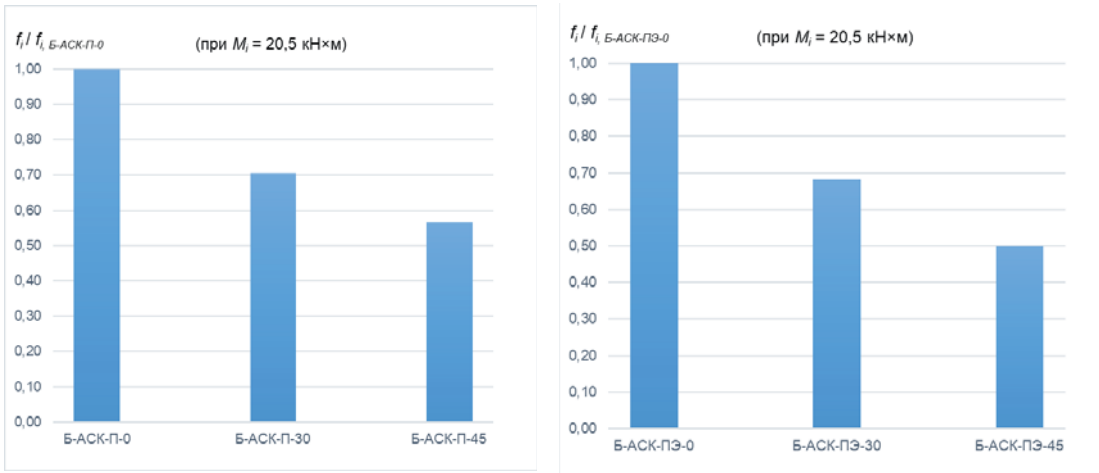
Fig. 5. Typical crack development patterns (Vic-3D measuring system readings) at various bending moment values M_i, kN × m, for tested structures: *a* – B-GFRP-PP-0; *б* – B-GFRP-PP-30; *в* – B-GFRP-PP-45



а **б**

Рис. 6. Гистограммы средних величин изгибающих моментов при образовании нормальных трещин, выраженных относительно аналогичных значений для конструкций без предварительного напряжения АСК: *а* – для группы Б-АСК-П; *б* – для группы Б-АСК-ПЭ

Fig. 6. Histograms of average bending moments during the formation of normal cracks relative to similar values for structures without FRP prestressing: *а* – B-GFRP-PP; *б* – B-GFRP-SC



а **б**

Рис. 7. Гистограммы средних величин прогибов в середине пролета опытных конструкций при величине изгибающего момента M_i = 20,5 кН×м, выраженных относительно аналогичных значений для конструкций без предварительного напряжения АСК: *а* – для группы Б-АСК-П; *б* – для группы Б-АСК-ПЭ

Fig. 7. Histograms of average deflection values in the middle of the span of experimental structures at the bending moment value M_i = 20.5 kN×m relative to similar values for structures without GFRP prestressing: *а* – B-GFRP-PP; *б* – B-GFRP-SC

Список литературы

1. *Степанова В.Ф., Бучкин А.В., Кудяков К.Л., Степанов А.Ю.* Арматура композитная полимерная и композитные полимерные изделия. Москва; 2023.
2. *Степанова В.Ф., Степанов А.Ю., Жирков Е.П.* Арматура композитная полимерная. Москва: АСВ; 2013.
3. *Хозин В.Г., Гиздатуллин А.Р.* Совместимость полимеркомпозитной арматуры с цементным бетоном в конструкциях. Строительные материалы. 2017;(11):30–38.
4. *Наджибуллохи Р., Рахмонов А.Д.* Экспериментальное исследование работы бетонных конструкций, армированных неметаллической композитной арматурой. Доклады Национальной академии наук Республики Таджикистан. 2018;61(1):71–77.
5. *Римшин В.И., Меркулов С.И.* О нормировании характеристик стержневой неметаллической композитной арматуры. Промышленное и гражданское строительство. 2016;(5):22–26.
6. *Ганзий Ю.В.* Идентификация опасностей получения некачественной продукции из полимерного композитного материала на примере строительной композитной арматуры. Вестник ИжГТУ имени М.Т. Калашникова. 2018;21(3):13–19.
7. *Плевков В.С., Балдин И.В., Кудяков К.Л., Невский А.В.* Прочность и деформативность арматуры композитной полимерной при статическом и кратковременном динамическом растяжении и сжатии. Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2016;(5):91–101.
8. *Бегунова Н.В., Грахов В.П., Возмищев В.Н., Кислякова Ю.Г.* Сравнительная оценка результатов испытаний бетонных балок с композитной арматурой и расчетных данных. Наука и техника. 2019;18(2):155–163. https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-155-163
9. *Захиди М.З., Никулин А.И.* Определение трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов с применением преднапряженной композитной арматуры. В: Наука и инновации в строительстве. Сборник докладов III Международной научно-практической конференции к 65-летию БГТУ им. В.Г. Шухова. Белгород: Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова; 2019, с. 59–64.
10. *Белуцкий И.Ю., Сим А.Д.* К оценке трещиностойкости железобетонных изгибаемых элементов, армированных композитной арматурой. Вестник Тихоокеанского государственного университета. 2016;(4):95–102.
11. *Лапшинов А.Е., Борисов А.В.* Безопасность применения изгибаемых бетонных конструкций, армированных стеклокомпозитной арматурой. Композиты и наноструктуры. 2020;12(1):25–30.
12. *Ветрова О.А.* Экспериментальные исследования деформативности бетонных балок, армированных композитной арматурой. Известия Юго-Западного государственного университета. 2020;24(1):103–114. https://doi.org/10.21869/2223-1560-2020-24-1-103-114
13. *Антаков И.А.* Особенности работы изгибаемых элементов с композитной полимерной арматурой под нагрузкой. Жилищное строительство. 2018;(5):15–18.
14. *Falikman V., Solovyov V., Nurtdinov M.* Mechanical properties and durability of FRC with glass-polymer composite fiber. FIB 2018 - Proceedings for the 2018 fib Congress: Better, Smarter, Stronger; 2019, pp. 2490–2500.
15. *Тарек М.Ф.Э.* Прочность преднапряженных изгибаемых балочных элементов, армированных стеклопластиковой арматурой, при действии кратковременных динамических нагрузок [диссертация]. Москва; 1992.
16. *Кудяков А.И., Плевков В.С., Белов В.В., Невский А.В., Кудяков К.Л.* Технология и состав углеродофибробетона с повышенной однородностью прочностных показателей. Вопросы материаловедения. 2016;(1):66–72.
17. *Кудяков В.А., Кудяков А.И., Лукьянчиков С.А., Кудяков К.Л.* Управление технологическими процессами производства модифицированных бетонов. Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2017;(6):116–126.
18. *Nevsky A., Kudyakov K., Danke I., Kudyakov A., Kudyakov V.* Improvement of cement concrete strength properties by carbon fiber additives. Advanced Materials in Technology and Construction. AIP Conference Proceedings. 2016;1698(1):070005. https://doi.org/10.1063/1.4937875
19. *Плевков В.С., Тамразян А.Г., Кудяков К.Л.* Прочность и трещиностойкость изгибаемых фибробетонных элементов с преднапряженной стеклокомпозитной арматурой при статическом и кратковременном динамическом нагружении. Томск: Изд-во Том. гос. архит.-строит. ун-та; 2021.
20. *Абрамов И.В., Турыгин Ю.В., Лекомцев П.В., Романов А.В., Бучкин А.В., Саидова З.С.* Некоторые результаты испытаний приспособлений анкерного типа для натяжения композитной арматуры. Строительные материалы. 2019;(1–2):64–69.

21. *Степанова В.Ф., Бучкин А.В., Юрин Е.Ю., Никишов Е.И., Абрамов И.В., Турыгин Ю.В., Лекомцев П.В.* Приспособление анкерного типа для реализации натяжения композитной полимерной арматуры для преднапряженных бетонных конструкций. Вестник НИЦ «Строительство». 2019;22(3):98–111.
22. CAN/CSA-S6-00. Canadian High Bridge Design Code. Canadian Standards Association; 2000.
23. CAN/CSA-S6-02. Design and Construction of Building Components with Fiber-Reinforced Polymers. Canadian Standards Association; 2002.
24. CAN/CSA-S806-12. Design and construction of building structures with fibre-reinforced polymer. Canadian Standards Association; 2012.
25. CAN/CSA-S6-14. Canadian Highway Bridge Design Code. Canadian Standards Association; 2017.
26. CAN/CSA-S6-06. Canadian Highway Bridge Design Code. Canadian Standards Association; 2010.
27. Canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures (ISIS). Prestressing concrete structures with fibre-reinforced polymers. Design Manual No. 5. Winnipeg: ISIS Canada Corporation; 2008.
28. ACI 440.4R-04. Prestressing Concrete Structures with FRP tendons. American Concrete Institute; 2004.
29. СП 295.1325800.2017. Конструкции бетонные, армированные полимерной композитной арматурой. Правила проектирования. Москва: Стандартинформ; 2017.
30. ГОСТ 32492-2015. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Методы определения физико-механических характеристик. Москва: Стандартинформ; 2015.
31. ГОСТ 31938-2022. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Общие технические условия. Москва: Российский институт стандартизации; 2022.

References

1. *Stepanova V.F., Buchkin A.V., Kudyakov K.L., Stepanov A.Yu.* Composite polymer fittings and composite polymer products. Moscow; 2023. (In Russian).
2. *Stepanova V.F., Stepanov A.Yu., Zhirkov E.P.* Composite polymer reinforcement. Moscow: ASV Publ.; 2013. (In Russian).
3. *Khozin V.G., Gizdatullin A.R.* Compatibility of Polymer-Composite Reinforcement with Cement Concrete in Structures. Stroitel'nye Materialy = Construction Materials. 2017;(11):30–38. (In Russian).
4. *Najibullokhi R., Rakhmonov A.D.* Experimental study of the work of concrete structures reinforced with non-metallic composite reinforcement. Reports of the National Academy of Sciences of Tajikistan. 2018;61(1):71–77. (In Russian).
5. *Rimshin V.I., Merkulov S.I.* About normalization of characteristics of rod non-metallic composite reinforcement. Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo = Industrial and Civil Engineering. 2016;(5):22–26. (In Russian).
6. *Ganziy Yu.V.* Danger Identification of Receiving the Low-Quality Production from Polymeric Composite Material on the Example of Constructive Composite Fittings. Vestnik IzhGTU imeni M.T. Kalashnikova. 2018;21(3):13–19. (In Russian).
7. *Plevkov V.S., Baldin I.V., Kudyakov K.L., Nevskii A.V.* Strength and Deformability of Polymer Composites Under Tensile and Compressive Loads (Tomsk). Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta = Journal of Construction and Architecture. 2016;(5):91–101. (In Russian).
8. *Begunova N.V., Grakhov V.P., Vozmishchev V.N., Kislyakova Yu.G.* Comparative evaluation of the test results of concrete beams with composite reinforcement and calculated data. Nauka i tehnika = Science and Technique. 2019;18(2):155–163. (In Russian). https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-155-163
9. *Zahidi M.Z., Nikulin A.I.* Determination of crack resistance of bent reinforced concrete elements using prestressed composite reinforcement. In: Science and innovations in construction. Collection of reports of the III International Scientific and Practical Conference dedicated to the 65th anniversary of V.G. Shukhov BSTU. Belgorod: Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhova; 2019, pp. 59–64. (In Russian).
10. *Belutsky I.Yu., Sim A.D.* Evaluation of Fracture Toughness of Concrete Flexural Members Reinforced by Composite Armature. Vestnik Tikhookeanskogo gosudarstvennogo universiteta = Bulletin of Pacific National University. 2016;(4):95–102. (In Russian).
11. *Lapshinov A.E., Borisov A.V.* Safety under bending of concrete with glass-fibre composite reinforcement. Composites and nanostructures. 2020;12(1):25–30. (In Russian).

12. *Vetrova O.A.* Pilot Studies of Concrete Beams Deformability Reinforced with Composite Reinforcement. Proceedings of the Southwestern State University. 2020;24(1):103–114. (In Russian). https://doi.org/10.21869/2223-1560-2020-24-1-103-114
13. *Antakov I.A.* Features of behavior of flexural members with composite polymeric reinforcement under load. Zhilishchnoe Stroitel'stvo = Housing Construction. 2018;(5):15–18. (In Russian).
14. *Falikman V., Solovyov V., Nurtdinov M.* Mechanical properties and durability of FRC with glass-polymer composite fiber. FIB 2018 - Proceedings for the 2018 fib Congress: Better, Smarter, Stronger; 2019, pp. 2490–2500.
15. *Tarek M.F.E.* Strength of prestressed bent beam elements reinforced with fiberglass reinforcement under the action of short-term dynamic loads [dissertation]. Moscow; 1992. (In Russian).
16. *Kudyakov A.I., Plevkov V.S., Belov V.V., Nevskii A.V., Kudyakov K.L.* Technology and composition of carbon-fiber-reinforced concrete with high homogeneity of strength properties. Voprosy Materialovedeniya. 2016;(1):66–72. (In Russian).
17. *Kudyakov V.A., Kudyakov A.I., Luk'yanchikov S.A., Kudyakov K.L.* Industrial Process Control in Modified Concrete Technology. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta = Journal of Construction and Architecture. 2017;(6):116–126. (In Russian).
18. *Nevsky A., Kudyakov K., Danke I., Kudyakov A., Kudyakov V.* Improvement of cement concrete strength properties by carbon fiber additives. Advanced Materials in Technology and Construction. AIP Conference Proceedings. 2016;1698(1):070005. https://doi.org/10.1063/1.4937875
19. *Plevkov V.S., Tamrazyan A.G., Kudyakov K.L.* Strength and crack resistance of bent fiber-reinforced concrete elements with prestressed glass composite reinforcement under static and short-term dynamic loading. Tomsk: Publishing House of Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering; 2021. (In Russian).
20. *Abramov I.V., Turygin Yu.V., Lekomtsev P.V., Romanov A.V., Buchkin A.V., Saidova Z.S.* Some results of testing anchoring devices used in composite reinforcement tensioning. Stroitel'nye Materialy = Construction Materials. 2019;(1–2):64–69. (In Russian).
21. *Stepanova V.F., Buchkin A.V., Yurin E.Yu., Nikishov E.I., Abramov I.V., Turygin Y.V., Lekomtsev P.V.* Anchoring device for realizing the tension of composite polymer reinforcement for prestressed concrete structures. Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2019;22(3):98–111. (In Russian).
22. CAN/CSA-S6-00. Canadian High Bridge Design Code. Canadian Standards Association; 2000.
23. CAN/CSA-S6-02. Design and Construction of Building Components with Fiber-Reinforced Polymers. Canadian Standards Association; 2002.
24. CAN/CSA-S806-12. Design and construction of building structures with fibre-reinforced polymer. Canadian Standards Association; 2012.
25. CAN/CSA-S6-14. Canadian Highway Bridge Design Code. Canadian Standards Association; 2017.
26. CAN/CSA-S6-06. Canadian Highway Bridge Design Code. Canadian Standards Association; 2010.
27. Canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures (ISIS). Prestressing concrete structures with fibre-reinforced polymers. Design Manual No. 5. Winnipeg: ISIS Canada Corporation; 2008.
28. ACI 440.4R-04. Prestressing Concrete Structures with FRP tendons. American Concrete Institute; 2004.
29. SP 295.1325800.2017. Concrete structures reinforced with fibre-reinforced polymer bars. Design rules. Moscow: Standartinform Publ.; 2017. (In Russian).
30. State Standard 32492-2015. Fiber-reinforced polymer bar for concrete reinforcement. Determination of physical-mechanical properties. Moscow: Standartinform Publ.; 2015. (In Russian).
31. State Standard 31938-2022. Fiber-reinforced polymer bars for reinforcing concrete structures. General specifications. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2022. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Константин Львович Кудяков✉**,** канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник лаборатории коррозии и долговечности бетонных и ж/б конструкций НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство»; доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций НИУ МГСУ, Москва
e-mail: konst_k@mail.ru
Konstantin L. Kudyakov✉**,** Cand. Sci. (Engineering), Leading Researcher, Laboratory of Corrosion and Durability of Concrete and Reinforced Concrete Structures, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction; Associate Professor, Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow
e-mail: konst_k@mail.ru

Андрей Викторович Бучкин, канд. техн. наук, заместитель заведующего лабораторией коррозии и долговечности бетонных и ж/б конструкций НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва
Andrey V. Buchkin, Cand. Sci. (Engineering), Deputy Head, Laboratory of Corrosion and Durability of Concrete and Reinforced Concrete Structures, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow

Евгений Юрьевич Юрин, аспирант, старший научный сотрудник лаборатории коррозии и долговечности бетонных и ж/б конструкций НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва
Evgeniy Yu. Yurin, Graduate Student, Senior Researcher, Laboratory of Corrosion and Durability of Concrete and Reinforced Concrete Structures, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow

Сергей Константинович Хлебников, инженер лаборатории коррозии и долговечности бетонных и ж/б конструкций НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство»; студент НИУ МГСУ, Москва
Sergey K. Khlebnikov, Engineer, Laboratory of Corrosion and Durability of Concrete and Reinforced Concrete Structures, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction; Student, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow

Владислава Александровна Пентюхова, инженер лаборатории коррозии и долговечности бетонных и ж/б конструкций НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва
Vladislava A. Pentykhova, Engineer, Laboratory of Corrosion and Durability of Concrete and Reinforced Concrete Structures, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 69.001.5
https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-82-94 EDN: WOYBOY

ВЛИЯНИЕ РАЗМЕРОВ ИСПЫТЫВАЕМЫХ ОБРАЗЦОВ КЛАДОЧНЫХ СТЕНОВЫХ ИЗДЕЛИЙ НА ИХ ПРОЧНОСТЬ ПРИ СЖАТИИ

О.И. ПОНОМАРЕВ[1], канд. техн. наук
Ю.Ф. ПАНЧЕНКО[2,3], канд. техн. наук
М.А. МУХИН[1]
А.С. ВЕТКОВ[1]
А.Ю. ДОЗОРОВА[1,✉]

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

[2] ФГБОУ ВО «Тюменский индустриальный университет», ул. Володарского, д. 38, г. Тюмень, 625000, Российская Федерация

[3] ООО «ВЗКГ», Вокзальная ул., д. 1, Тюменская область, Тюменский район, р.п. Винзили, 625530, Российская Федерация

Аннотация

Введение. В связи с тем что в государственных стандартах, которые относятся к испытаниям кладочных керамических стеновых материалов пластического формования, в качестве основного метода был принят метод выравнивания опорных (нагружаемых) поверхностей шлифованием, проведены исследования влияния размеров испытываемых образцов кладочных изделий на их прочность при сжатии.

В статье отмечается, что влияние масштабного фактора на измеряемую прочность кирпича и камня до настоящего времени лишь частично было отражено в стандарте на методы испытаний (ГОСТ 8462 «Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе»). В европейском стандарте EN 772-1 «Элементы каменной кладки. Методы испытаний. Часть 1. Определение прочности на сжатие» представлены значения коэффициентов формы. По мнению российских и зарубежных специалистов, эти значения требуют корректировки, так как они не учитывают пустотность кладочных изделий и материал образца.

Цель. Оценка влияния геометрических размеров испытываемых образцов кладочных изделий, а также пустотности и других характеристик на прочность при сжатии по результатам лабораторных испытаний.

Материалы и методы. Проведение контрольных испытаний керамического и силикатного одинарного и утолщенного кирпича пустотностью до 27 %. Сравнение измеренных значений прочности изделий при сжатии для определения величины переходных коэффициентов.

Результаты. Проведенные исследования подтвердили, что принятые в EN 772-1 коэффициенты формы требуют корректировки. На основании результатов исследований, проведенных в нашей стране и за рубежом, сделаны выводы и даны рекомендации по учету размеров испытываемых образцов при определении их прочности.

Выводы. Проведенные исследования и анализ результатов экспериментов показали, что для повышения точности определения прочности испытываемых образцов с учетом их формы и пустотности необходимо иметь несколько таблиц с коэффициентами формы.

В настоящее время до получения достоверных данных о влиянии на результаты испытаний пустотности кладочных материалов целесообразно учитывать только высоту образца (учет «продольного изгиба»).

Ключевые слова: керамический кирпич, силикатный кирпич, коэффициент формы, прочность на сжатие

Для цитирования: Пономарев О.И., Панченко Ю.Ф., Мухин М.А., Ветков А.С., Дозорова А.Ю. Влияние размеров испытываемых образцов кладочных стеновых изделий на их прочность при сжатии. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2023;39(4):82–94. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-82-94

Вклад авторов
Пономарев О.И. – введение, анализ результатов исследований, выводы.
Панченко Ю.Ф. – экспериментальные исследования ООО «ВЗКГ».
Мухин М.А., Ветков А.С. – экспериментальные исследования ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко.
Дозорова А.Ю. – корректировка статьи.

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

Конфликт интересов
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 15.11.2023
Поступила после рецензирования 30.11.2023
Принята к публикации 07.12.2023

EFFECTS OF SAMPLE DIMENSIONS IN COMPRESSIVE STRENGTH TESTS OF MASONRY WALL PRODUCTS

O.I. PONOMAREV[1], Cand. Sci. (Engineering)
Yu.F. PANCHENKO[2,3], Cand. Sci. (Engineering)
M.A. MUKHIN[1]
A.S. VETKOV[1]
A.Yu. DOZOROVA[1,✉]

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

[2] Tyumen Industrial University, Volodarskogo str., 38, Tyumen, 625000, Russian Federation

[3] VZKG LLC, Vokzal'naya str., 1, Vinzili, 625530, Russian Federation

Abstract

Introduction. State standards for testing ceramic masonry wall materials of plastic molding establish grinding as the main method of smoothening supporting (loaded) surfaces. Therefore, studies were conducted on the effect of sample dimensions on the compressive strength of tested masonry products. The effect of a scale factor on the measured strength of brick and stone has so far been only partially reflected in the standard for test methods (GOST 8462 "Wall materials. Methods for determining compressive and bending strength"). According to both Russian and foreign specialists, shape factors values, provided in EN 772-1 European standard "Methods of test for masonry units. Part 1. Determination of compressive strength" need to be adjusted as they do not take into account the void ratio of masonry products and the sample material type.

Aim. To assess the effects, caused by the geometric dimensions of masonry product samples, as well as the void ratio and other characteristics, on compressive strength according to the results of laboratory tests.

Materials and methods. As a result of conducted control tests of ceramic and silicate single and thickened bricks with a void ratio of up to 27 %, measured values of product compression strength were compared to determine the value of transition coefficients.

Results. The performed studies confirmed the shape coefficients, adopted in EN 772-1, to require an adjustment. Based on the results of studies, conducted in Russia and abroad, conclusions and recommendations were made to take into account the dimensions of tested samples during strength tests.

Conclusion. Performed studies and analysis of experimental results have demonstrated that in order to increase the accuracy of determining the strength of test samples, taking into account their shape and void ratio, it is necessary to have several tables with shape factors. Currently, until reliable data about the void ratio effect of the masonry material on test results are obtained, it is advisable to take into account only the height of the sample ("longitudinal bending").

Keywords: ceramic brick, silicate brick, shape factor, compressive strength

For citation: Ponomarev O.I., Panchenko Yu.F., Mukhin M.A., Vetkov A.S., Dozorova A.Yu. Effects of sample dimensions in compressive strength tests of masonry wall products. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction.* 2023;39(4):82–94. (In Russian). https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-82-94

Author contribution statements
Ponomarev O.I. – introduction, analysis of research results, conclusions.
Panchenko Yu.F. – experimental studies of VZKG LLC.
Mukhin M.A., Vetkov A.S. – experimental studies of Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko.
Dozorova A.Yu. – manuscript adjustment.

Funding
The study was carried out within the framework of contractual works of JSC Research Center of Construction and Federal Center for Regulation, Standardization and Technical Assessment in Construction (FAU "FCC").

Conflict of interest
The authors declare no conflict of interest.

Received 15.11.2023
Revised 30.11.2023
Accepted 07.12.2023

Введение

Методика проведения испытаний для определения прочности керамического кирпича и камня пластического формования при сжатии, разработанная в начале прошлого столетия (1927 г.) [1, 2], предусматривала выравнивание опорных поверхностей образцов раствором, что требует достаточно больших трудозатрат и времени. В связи с этим в последние годы в нашей стране и за рубежом начали применять более эффективный метод испытаний кладочных керамических изделий пластического формования – шлифование нагружаемых (опорных) поверхностей.

Однако проведенные исследования показали, что применяемый метод шлифования «искусственно» увеличивает прочностные показатели керамического кирпича и камня пластического формования на 1–2 марки, что соответственно приводит к снижению надежности возводимых зданий и сооружений.

Шлифование нагружаемых поверхностей оказывает влияние и на значения так называемых «коэффициентов формы», позволяющих учитывать как высоту испытываемых изделий, так и их ширину (длину) [3, 4].

Учет влияния геометрических параметров испытываемых образцов на результаты испытаний особенно остро возник в связи с тем, что в государственных стандартах, которые

относятся к испытаниям кладочных керамических стеновых материалов пластического формования, в качестве основного метода был принят метод выравнивания опорных (нагружаемых) поверхностей шлифованием.

В данной статье приведены результаты экспериментальных исследований прочности образцов кладочных керамических изделий пластического формования и оценка влияния их размеров, пустотности и других характеристик на их прочность при сжатии. В статье приведены результаты экспериментальных исследований, проведенных специалистами Германии, Бельгии и России.

1. Анализ результатов исследований, проведенных за рубежом

1.1. Специалисты Института строительных материалов при Ахенском университете (Германия) в статье «Определение коэффициента формы для кладочных стеновых элементов» [5] отмечают, что прочность при сжатии элементов кладки существенно зависит от высоты и ширины испытываемых образцов.

Фактор изменения прочности кладочных изделий в зависимости от их размеров в стандартах Германии учитывается введением в формулу определения прочности испытанных образцов коэффициента формы.

По результатам большого количества испытаний, проведенных в 80-х годах XX века, в стандартах Германии был введен коэффициент формы [5, 6] при определении прочности кладочных элементов. На первом этапе, чтобы максимально упростить и обосновать необходимость применения коэффициентов формы, значения этих коэффициентов были определены только для разных высот испытываемых образцов [3].

Немецкими специалистами проведен анализ представленных в EN 772-1 [3] значений коэффициента формы. Как видно из табл. 1, в которой указаны значения коэффициента формы δ, диапазон значений от 0,80 до 1,55 очень велик. При этом различие между полнотелыми и пустотелыми изделиями не учтены. Вместе с тем следует учитывать, что применение больших значений коэффициентов формы при определении прочности кладочных изделий приведет к снижению надежности возводимых зданий и сооружений, особенно при использовании пустотных изделий в связи с возможностью хрупкого разрушения конструкций.

В целях уточнения коэффициентов формы авторы провели комплекс теоретических и экспериментальных исследований с использованием полнотелых и перфорированных блоков, в частности с высокими значениями «гибкости» испытываемых образцов.

Для проведения испытаний были использованы полнотелые блоки из силикатного бетона, автоклавного пенобетона и легкого бетона с прочностью на сжатие от 2 до 20 МПа.

Испытания на сжатие проводились на образцах в соответствии с немецкими стандартами DIN V 105-1 (2002) [7], DIN V 4165 (2003) [8] или DIN V 18152 (2003) [9]. Результаты испытаний показали большой разброс значений коэффициентов формы при изменении «гибкости» образцов. На основании результатов проведенных исследований в немецких стандартах, например в DIN 106 E 2015-06 [4], включена табл. 8, содержащая коэффициенты формы f в зависимости только от высоты образцов, которая приведена в табл. 2 данной статьи.

1.2. В статье «Прочность кладки на сжатие по Еврокоду 6. Изучение влияния коэффициента формы» [10] приведены результаты НИР, выполненных в Бельгийском научно-исследовательском строительном институте под руководством Y. Gregoire [6]. Проведенные исследования касались оценки значений коэффициентов формы, которые указаны в Еврокоде 6.

Таблица 1

Значения коэффициента формы, приведенные в EN 772-1 [3]

Table 1

EN 772-1 [3] shape factors values

Высота, мм	Ширина, мм				
	50	100	150	200	⩾ 250
40	0,80	0,70	–	–	–
50	0,85	0,75	0,70	–	–
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,10
⩾ 250	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

Таблица 2

Значения коэффициента формы, приведенные в DIN 106 [4]

Table 2

DIN 106 [4] shape factor values

Высота, мм	Коэффициент формы, *f*
⩾ 52 и < 75	0,8
⩾ 75 и < 100	0,9
⩾ 100 и < 175*	1,0
⩾ 175 и < 238	1,1
⩾ 238	1,2

*Для уменьшенного формата 104 мм, для стандартного формата 142 мм.

Программа экспериментальных испытаний включала испытания кладочных изделий, растворов и кирпичных стен, изготовленных из различных материалов. Результаты исследований показали, что представленные в европейском стандарте EN 772-1 (Приложение А) [3] значения коэффициента формы требуют корректировки. Величина повышающих или понижающих коэффициентов, как показали результаты исследований, зависит от многих факторов.

Кроме высоты и ширины испытываемого образца при определении его прочности необходимо учитывать пустотность изделия, а также материал, из которого изготовлены кладочные стеновые изделия (керамика, силикатный бетон, ячеистый бетон и др.). Перечисленные материалы имеют различные коэффициенты трения, поэтому при проведении испытаний образцов с подготовкой опорных поверхностей методом шлифования силы трения, возникающие между образцом и плитами пресса, будут также различными (рис. 1).

В публикации Y. Gregoire [6] отмечается, что учет коэффициентов формы в ряде случаев более чем в 1,5 раза может увеличить прочность испытываемых образцов, поэтому их применением требует обоснования.

Кроме того, бельгийские специалисты отмечают, что повышение прочности изделий за счет влияния стальных плит пресса (эффект трения) существенно зависит от процента пустотности и может быть незначительным для крупноформатных керамических камней пустотностью ~50 % и выше.

2. Экспериментальные исследования, проведенные в России

2.1. Проведенный в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко анализ представленной в EN 772-1 (Приложение А) [3] таблицы (табл. 1 в данной статье) коэффициентов формы показывает, что эта таблица составлена для кладочных изделий одного вида.

Значения по вертикали показывают, что при проведении испытаний необходимо учитывать высоту изделий. В таблице приведены значения от 40 до 250 мм. При этом значения повышающих (понижающих) коэффициентов изменяются от 0,80 до 1,55. Этот фактор указывает на то, что при проведении испытаний необходимо учитывать высоту испытываемых образцов, то есть необходимо учитывать влияние продольного изгиба на результаты испытаний.

По горизонтали в таблице EN 772-1 [3] приведена ширина испытываемых изделий. Анализ напряженно-деформированного состояния образца в опорной зоне показывает, что в случае сжатия наличие трения в контактной зоне между образцом и плитой пресса снижает величину растягивающих сил (рис.). Поэтому при бóльшей ширине изделий значения разрушающих нагрузок значительно выше. В таблице EN 772-1 [3] по горизонтали приведены понижающие коэффициенты. При изменении ширины испытываемого образца от 50 до 250 мм значение коэффициента формы снижается от 1,55 до 0,55. Этот фактор подтверждается многими исследованиями. Например, в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко проведены исследования прочности пустотелого керамического кирпича при различных способах подготовки нагружаемых поверхностей.

Испытания проведены на образцах керамического кирпича пластического формования для определения показателей прочности при использовании различных методик выравнивания опорных поверхностей. Первая серия выполнялась из двух половинок керамического кирпича с выравниванием раствором опорных поверхностей, вторая серия выполнялась также из двух половинок керамического кирпича со шлифовкой нагружаемых (опорных) поверхностей.

Результаты испытаний показали, что средняя прочность испытанных образцов составила 18,1 и 22,5 МПа соответственно при испытании на растворе и со шлифованием нагружаемой поверхности образцов, то есть марка по прочности в случае испытаний на растворе составила М150, при шлифовании – М200.

Снижение показателей прочности керамического кирпича при испытании на растворе составило 20 %.

Результаты испытаний прочности на сжатие керамического пустотелого кирпича при различных методах выравнивания опорных поверхностей, выполненных в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, приведены в табл. 3.

Анализ результатов испытаний показал, что наибольшие значения среднего предела прочности кирпича при сжатии получены при подготовке нагружаемой поверхности методом шлифования (вторая серия испытаний) – 22,25 МПа. Это обусловлено более высокими силами трения, возникающими на опорных поверхностях изделия (рис.).

При использовании для выравнивания опорной поверхности цементного раствора средний предел прочности составил 18,10 МПа.

Исследования прочности и напряженно-деформированного состояния кирпича и камня при различных способах выравнивания опорных поверхностей проводились специалистами ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко в разные годы.

Таблица 3

Результаты испытаний керамического пустотелого кирпича на сжатие

Table 3

Ceramic hollow brick compression test results

1-я серия испытаний					2-я серия испытаний				
Образец из двух половинок кирпича (1,0 НФ)					Образец из двух половинок кирпича (1,0 НФ)				
Половинки кирпича (на цементном растворе)					Шлифованные образцы, испытанные насухо				
№ п/п	Размеры образца, см	Предел прочности, МПа		Отклонение от сред. в %	№ п/п	Размеры образца, см	Предел прочности, МПа		Отклонение от сред. в %
		R_1	$R_{ср}$				R_1	$R_{ср}$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1.1	12,2 × 11,9	20,5	**18,1**	11,57	2.1	12,2 × 12,1	26,08	**22,5**	-28,26
1.2	12,2 × 11,8	18,7		1,78	2.2	12,3 × 12,2	22,31		26,30
1.3	12,1 × 12,2	19,7		7,22	2.3	12,3 × 12,1	19,19		-23,31
1.4	12,1 × 12,1	17,5		-4,75	2.4	12,4 × 12,1	20,67		-7,78
1.5	12,2 × 12	12,3		–16,73	2.5	12,2 × 12,1	16,39		–26,88
1.6	12,2 × 12	17,7		–3,66	2.6	12,2 × 12,2	22,15		25,59
1.7	12,2 × 11,8	18,6		1,23	2.7	12,3 × 12,1	24,27		8,28
1.8	12 × 12,3	17,1		–6,93	2.8	12,4 × 12,1	22,05		–46,24
1.9	12,2 × 12,2	19,4		5,59	2.9	12,5 × 12,1	24,79		10,60
1.10	12,2 × 12	19,6		6,68	2.10	12,3 × 12,1	26,34		26,44
1.11	12,2 × 11,8	20,2		9,94	2.11	12,3 × 12,1	19,43		–22,24
1.12	12,2 × 11,8	18,7		1,78	2.12	12,3 × 12,1	19,55		–21,70
1.13	12,1 × 11,8	17,5		–4,75	2.13	12,3 × 12,1	22,92		2,26
1.14	12,2 × 12,8	18,6		1,23	2.14	12,3 × 12,0	27,19		21,31
1.15	12,2 × 11,8	16,5		–10,2	2.15	12,2 × 12,1	24,88		55,62

Полученное при экспериментах снижение прочности изделий при испытании на растворе по сравнению с испытаниями шлифованных керамических изделий можно объяснить при анализе напряженно-деформированного состояния образца в опорной зоне. Продольным деформациям материалов всегда сопутствуют поперечные деформации, которые оказывают большое влияние на прочность испытываемых изделий.

При испытании образцов на сжатие в контактной зоне между прессом и изделиями возникают силы трения, которые препятствуют поперечным деформациям испытываемых образцов и увеличивают разрушающую нагрузку.

При испытаниях кладочных изделий с использованием растворного слоя возникающие горизонтальные растягивающие силы в образцах значительно выше (за счет большей деформативности растворного слоя), чем при испытаниях со шлифованием изделий, что снижает разрушающую нагрузку.

Этот фактор детально изучен при анализе напряженного состояния бетонных кубиков при испытании на сжатие.

На рисунке приведена схема разрушения бетонных кубиков при определении прочности при сжатии (при наличии сил трения и при снижении сил трения за счет смазки).

Возникающие при сжатии образца силы трения в контактной зоне между поверхностью пресса и кубика снижают поперечные деформации испытываемого образца. Поэтому прочность на сжатие образца при выравнивании опорной поверхности шлифованием повышается

по сравнению с тем, когда силы сцепления между поверхностями испытываемых образцов и прессом снижены за счет смазки или растворного слоя (рисунок).

Следует отметить, что показатели прочности при испытании шлифованных изделий (насухо) более стабильны по сравнению с испытаниями с выравниванием опорных поверхностей раствором.

Представленные результаты исследований показывают, что значения коэффициентов формы, указанные в Приложении А в таблице EN 772-1 [3], требуют уточнения еще по одной причине. Значения предела прочности испытываемых образцов существенно зависят от метода выравнивания нагружаемых поверхностей. Если керамические (шлифованные), силикатные или ячеистобетонные изделия испытываются насухо, то при испытании блоков из тяжелого бетона или керамзитобетона опорные поверхности выравниваются раствором. Этот фактор еще раз подчеркивает, что применение единой таблицы коэффициентов формы неприемлемо.

2.2. В целях уточнения влияния высоты испытываемых образцов на изменяемую величину прочности специалистами Винзилинского ЗКГ совместно со специалистами ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко проведен анализ результатов испытаний прочности одинарного и утолщенного (полнотелого и пустотелого) силикатного кирпича.

Необходимо отметить, что в соответствии с ГОСТ 8462-85 «Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе» [11] при вычислении прочности утолщенного кирпича применялся коэффициент 1,2. Поэтому прочность утолщенного кирпича принималась на 20 % выше независимо от материала изделия и пустотности. В ГОСТ Р 58527-2019

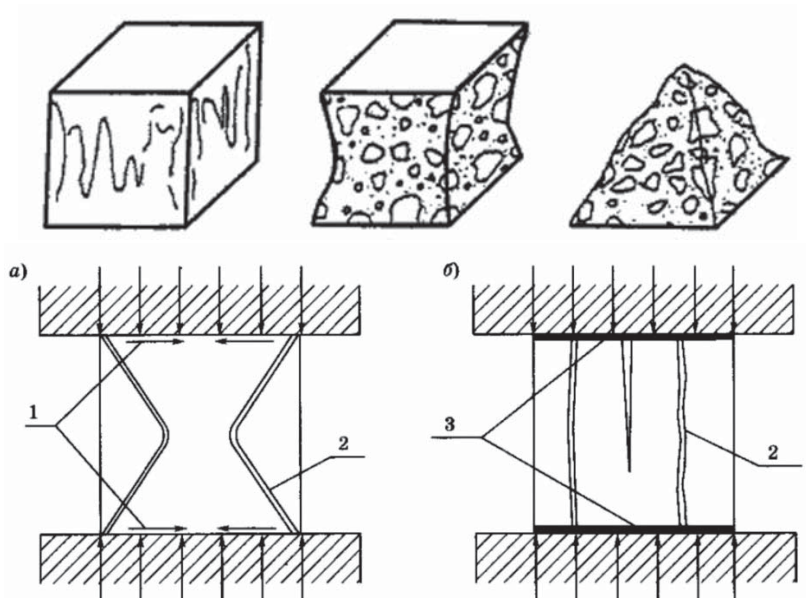


Рис. Характер разрушения бетонных кубов при испытаниях на сжатие при различных коэффициентах трения по опорным поверхностям: *а* – при наличии трения по опорным поверхностям; *б* – при отсутствии трения по опорным поверхностям; *1* – силы трения; *2* – характер разрушения; *3* – смазка

Fig. Destruction pattern of concrete cubes during compression tests at various friction coefficients for supporting surfaces: *a* – in the presence of friction on supporting surfaces; *б* – in the absence of friction on supporting surfaces; *1* – friction forces; *2* – destruction pattern; *3* – lubrication

Таблица 4

Физико-механические характеристики выпускаемых ООО «ВЗКГ» силикатных изделий

Table 4

Physical and mechanical characteristics of VZKG LLC silicate products

Полнотелый кирпич		
	одинарный	утолщенный
Марка по прочности	М175–М250	М175–М250
Размер	250 × 120 × 65 мм	250 × 120 × 88 мм
Водопоглощение	14–16 %	14–16 %
Морозостойкость	F150	F150
Вес	3,5 кг	4,7 кг
Пустотелый кирпич		
	одинарный	утолщенный
Марка по прочности	М150–М200	М150–М200
Размер	250 × 120 × 65 мм	250 × 120 × 88 мм
Водопоглощение	15–17 %	15–17 %
Морозостойкость	F150	F150
Пустотность	14 %	17 %
Вес	3,1 кг	3,8 кг

«Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе» [12], который вышел взамен ГОСТ 8462, этот коэффициент был исключен.

Поверочные испытания достоверности применяемого коэффициента были проведены на образцах, изготовленных из одной и той же силикатной массы, а формовка кирпича выполнялась на четырех технологических линиях, имеющих одинаковые характеристики.

В табл. 4 приведены физико-механические характеристики выпускаемых изделий (одинарного и утолщенного силикатного кирпича полнотелого и пустотелого).

Обработка результатов испытаний (определение средних значений) проведена на сериях, имевших не менее 8 значений.

В табл. 5 приведены результаты испытаний и измеряемые значения прочности для силикатного кирпича, а также значения повышающих коэффициентов для полнотелого и пустотелого кирпича.

Сравнение результатов испытаний прочности одинарного и утолщенного силикатного кирпича показало, что высота образцов оказывает влияние на результаты испытаний. В частности, проведенные испытания показали, что при одинаковом составе силикатной массы, одинаковой формовке изделий и прочих равных условиях значения прочности утолщенного кирпича оказались меньше прочности одинарного кирпича на 8–11 %. Учитывая, что в ГОСТ Р 58527-2019 [12] исключен повышающий коэффициент 1,2, который применялся в ГОСТ 8462-85 [11] при вычислении прочности утолщенного кирпича, в СП 15.13330.2020 [13] в таблицу 6.1 включено:

«Примечание

3. Расчетные сопротивления сжатию кладки из кирпичей толщиной 88 мм следует принимать с повышающим коэффициентом 1,1; из кирпичей толщиной 65 мм с коэффициентом 1,0. При промежуточных значениях высоты кирпича величина повышающего коэффициента определяется интерполяцией».

Таблица 5

Результаты испытаний прочности одинарного и утолщенного силикатного кирпича

Table 5

Strength tests results for ordinary and thickened silica brick

Измеряемый показатель	Полнотелый силикатный кирпич		$\frac{R_1^0}{R_1^y}$	Измеряемый показатель	Пустотелый силикатный кирпич (14–17 %)		$\frac{R_1^0}{R_1^y}$
	одинарный	утолщенный			одинарный	утолщенный	
Средняя прочность, R_1, МПа	19,0	17,7	1,07	Средняя прочность, R_1, МПа	16,1	15,0	1,07
	18,4	17,1	1,07		17,3	15,1	1,15
	19,0	17,5	1,09		17,9	15,6	1,15
	19,7	17,9	1,10		16,6	15,0	1,10
	Усредненный коэффициент формы		**1,08**		17,1	16,2	1,05
					16,5	15,2	1,08
					19,2	16,3	1,17
					18,9	16,3	1,16
					17,1	16,2	1,05
					Усредненный коэффициент формы		**1,11**

3. Анализ таблицы коэффициентов формы, представленной в EN 772-1 [3]

Проведенные исследования показали, что приведенная в EN 772-1 [3] таблица (в данной статье табл. 1) повышающих и понижающих коэффициентов формы указывает на необходимость при определении прочности на сжатие испытываемых образцов кладочных изделий учитывать высоту и ширину этих образцов. Однако указанные в таблице коэффициенты формы требуют корректировки.

– В представленной табл. 1 по вертикали приведены значения высоты образцов от 40 до 250 мм. В этом случае, учитывая высоту испытываемых изделий, коэффициенты, приведенные в таблице, увеличиваются от 0,8 до 1,55. Эти повышающие коэффициенты учитывают влияние «продольного изгиба» (чем выше испытываемый образец, тем больше повышающий коэффициент).

– По горизонтали в табл. 1 указаны размеры образцов по ширине. Проведенный выше анализ экспериментальных данных показал, что чем шире изделие (при одинаковой длине), тем больше сила трения. По горизонтали в табл. 1 указаны понижающие коэффициенты.

При этом нужно учитывать, что силы трения, возникающие на контактной поверхности между образцом и плитой пресса, будут зависеть от нескольких факторов:

– от ширины изделия;

– от пустотности изделия (чем больше пустотность, тем меньше сила трения);

– от материала изделия (различные материалы имеют различные коэффициенты трения);

– от способа выравнивания нагружаемых поверхностей.

Результаты проведенных исследований, в том числе приведенных в данной статье, показали, что таблица коэффициентов формы, данная в EN 772-1 [3], требует корректировки. По-видимому, целесообразно подготовить несколько таблиц с коэффициентами формы для изделий с различной пустотностью и различными коэффициентами трения. Требуется также учитывать различные методы выравнивания нагружаемых поверхностей.

Выводы

1. Проведенные исследования и анализ результатов экспериментов показали, что для повышения точности определения прочности испытываемых образцов с учетом их размеров необходимо иметь несколько таблиц, в том числе:

– для полнотелых изделий для каждого вида материала – керамика, силикат, бетон, ячеистый бетон;

– для пустотных изделий также для каждого вида материала и процента пустотности;

– необходимо учитывать также метод выравнивания нагружаемых поверхностей (раствор, шлифование).

На данном этапе целесообразно при оценке влияния формы изделий учитывать только высоту испытываемых образцов по примеру немецких норм (DIN 105 [7], DIN 106 [4]).

2. Результаты испытаний на образцах из силикатного кирпича показали, что для утолщенного кирпича необходимо использование повышающего коэффициента. Но применявшийся в ГОСТ 8462-85 [11] коэффициент завышает значения прочности утолщенного кирпича. Поэтому в Изменение № 1 к ГОСТ Р 58527-2019 [12], разработанного взамен ГОСТ 8462-85 [11], повышающий коэффициент 1,2 для утолщенного кирпича исключен. Вместе с тем в СП 15.13330.2020 (Изменение № 1) [13] в таблице 6.1 в Примечании 3 указано на необходимость повышения расчетных сопротивлений кладки из утолщенного кирпича*: «3. Расчетные сопротивления сжатию кладки из кирпичей толщиной 88 мм следует принимать с повышающим коэффициентом 1,1; из кирпичей толщиной 65 мм с коэффициентом 1,0. При промежуточных значениях высоты кирпича величина повышающего коэффициента определяется интерполяцией».*

Список литературы

1. *Онищик Л.И.* Исследования по каменным конструкциям. Москва: Стройиздат; 1959.
2. *Онищик Л.И.* Каменные конструкции промышленных и гражданских зданий. Москва, Ленинград: Госстройиздат; 1939.
3. DIN EN 772-1:2016. Methods of test for masonry units – Part 1: Determination of compressive strength [internet]. Available at: https://meganorms.ru/stb-din-en-772-1-2016-05.html
4. DIN 106 E 2015-06. Kalksandsteine – Vollsteine, Lochsteine, Blocksteine, Hohlblocksteine [internet]. Available at: https://meganorms.ru/stb-din-106-e-2015-06.html
5. *Beer I., Schubert P.* Determination of Shape Factors for Masonry Units. In: 13th International Brick and Block Masonry Conference. Amsterdam; 2004, pp. 83–88.
6. *Gregoire Y.* Compressive strength of masonry according to eurocode 6: a contribution to the study of the influence of shape factors. Masonry International. 2007;20(2):69.
7. DIN V 105-1 2002-06. Clay masonry units – Part 1: Solid units and vertically perforated units of bulk density classes 1,2 [internet]. Available at: https://meganorms.ru/stb-din-v-105-1-2002-06.html
8. DIN V 4165 2003-06. Autoclaved aerated concrete high precision units and elements [internet]. Available at: https://meganorms.ru/stb-din-v-4165-2003-06.html
9. DIN V 18152 2003-10. Lightweight concrete solid bricks and blocks [internet]. Available at: https://meganorms.ru/stb-din-v-18152-2003-10.html
10. EN 1996-1-1-2010. Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures [internet]. Available at: https://meganorms.ru/stb-din-en-1996-1-1-2010-12.html
11. ГОСТ 8462-85. Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе. Москва: Издательство стандартов; 1985.

12. ГОСТ Р 58527-2019. Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе. Москва: Стандартинформ; 2019.
13. СП 15.13330.2020. Каменные и армокаменные конструкции [интернет]. Режим доступа: https://docs.cntd.ru/document/573741258
14. *Пономарев О.И., Мухин М.А., Ветков А.С., Иванова А.Ю.* Влияние шлифования нагружаемой поверхности на прочность кладочных стеновых керамических изделий при сжатии. Вестник НИЦ «Строительство». 2021;28(1):74–84. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-1(28)-74-84

References

1. *Onishchik L.I.* Research on stone structures. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1959. (In Russian).
2. *Onishchik L.I.* Stone structures of industrial and civil buildings. Moscow, Leningrad: Gosstroiizdat; 1939. (In Russian).
3. DIN EN 772-1:2016. Methods of test for masonry units – Part 1: Determination of compressive strength [internet]. Available at: https://meganorms.ru/stb-din-en-772-1-2016-05.html
4. DIN 106 E 2015-06. Kalksandsteine – Vollsteine, Lochsteine, Blocksteine, Hohlblocksteine [internet]. Available at: https://meganorms.ru/stb-din-106-e-2015-06.html
5. *Beer I., Schubert P.* Determination of Shape Factors for Masonry Units. In: 13th International Brick and Block Masonry Conference. Amsterdam; 2004, pp. 83–88.
6. *Gregoire Y.* Compressive strength of masonry according to eurocode 6: a contribution to the study of the influence of shape factors. Masonry International. 2007;20(2):69.
7. DIN V 105-1 2002-06. Clay masonry units – Part 1: Solid units and vertically perforated units of bulk density classes 1,2 [internet]. Available at: https://meganorms.ru/stb-din-v-105-1-2002-06.html
8. DIN V 4165 2003-06. Autoclaved aerated concrete high precision units and elements [internet]. Available at: https://meganorms.ru/stb-din-v-4165-2003-06.html
9. DIN V 18152 2003-10. Lightweight concrete solid bricks and blocks [internet]. Available at: https://meganorms.ru/stb-din-v-18152-2003-10.html
10. EN 1996-1-1-2010. Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures [internet]. Available at: https://meganorms.ru/stb-din-en-1996-1-1-2010-12.html
11. State Standard 8462-85. Wall materials. Methods for determination of ultimate compressive and bending strength. Moscow: Publishing House of Standards; 1985. (In Russian).
12. State Standard R 58527-2019. Wall materials. Methods for determination of ultimate compressive and bending strength. Moscow: Standartinform; 2019. (In Russian).
13. SP 15.13330.2020. Masonry and reinforced masonry structures [internet]. Available at: https://docs.cntd.ru/document/573741258 (in Russian).
14. *Ponomarev O.I., Mukhin M.A., Vetkov A.S., Ivanova A.Yu.* The effect of grinding of the loaded surface on the strength of masonry wall ceramic products under compression. Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2021;28(1):74–84. (In Russian). https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-1(28)-74-84

Информация об авторах / Information about the authors

Олег Иванович Пономарев, канд. техн. наук, заведующий лабораторией кирпичных, блочных и панельных зданий (№ 7) ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: 1701088@mail.ru
тел.: +7 (499) 170-10-59
Oleg I. Ponomarev, Cand. Sci. (Engineering), Laboratory Head, Laboratory of Brick, Block and Panel Buildings (No. 7), Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: 1701088@mail.ru
tel.: +7 (499) 170-10-59

Юлия Федоровна Панченко, канд. техн. наук, доцент ФГБОУ ВО «Тюменский индустриальный университет», Тюмень; заместитель генерального директора по науке и развитию ООО «ВЗКГ», р.п. Винзили
e-mail: nir@vzkg.ru
тел.: +7 (800) 250-69-72
Yulia F. Panchenko, Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, Tyumen Industrial University, Tyumen; Deputy General Director for Science and Development, VZKG LLC, Vinzili
e-mail: nir@vzkg.ru
tel.: +7 (800) 250-69-72

Михаил Александрович Мухин, заместитель заведующего лабораторией кирпичных, блочных и панельных зданий (№ 7) ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: mukhin@myrambler.ru
тел.: +7 (499) 174-77-93
Mikhail A. Mukhin, Deputy Head, Laboratory of Brick, Block and Panel Buildings (No. 7), Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: mukhin@myrambler.ru
tel.: +7 (499) 174-77-93

Антон Сергеевич Ветков, заведующий сектором лаборатории кирпичных, блочных и панельных зданий (№ 7) ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: vetkov.anton@yandex.ru
тел.: +7 (991) 254-56-63
Anton S. Vetkov, Sectoral Head, Laboratory of Brick, Block and Panel Buildings (No. 7), Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: vetkov.anton@yandex.en
tel.: +7 (991) 254-56-63

Александра Юрьевна Дозорова✉**,** инженер лаборатории кирпичных, блочных и панельных зданий (№ 7) ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: alexderges@yandex.ru
тел.: +7 (499) 170-10-88
Aleksandra Yu. Dozorova✉**,** Engineer, Laboratory of Brick, Block and Panel Buildings (No. 7), Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: alexderges@yandex.ru
tel.: +7 (499) 170-10-88

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 691
https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-95-105 EDN: XDGAUA

НЕПАРАМЕТРИЧЕСКАЯ ОБРАБОТКА РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ОБРАЗЦОВ СО СПИРАЛЬНЫМ АРМИРОВАНИЕМ

Г.П. ТОНКИХ✉, д-р техн. наук
В.А. НЕЩАДИМОВ, канд. техн. наук
И.А. АВЕРИН
ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), Ярославское шоссе, д. 26, г. Москва, 129337, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Анализ экспериментальных данных с использованием статистических методов позволяет выявить закономерности, проверить гипотезы, определить качество экспериментальных данных и сделать выводы на основе объективных данных. Экспериментальные данные после их непараметрической обработки могут также использоваться при численном моделировании в современных вычислительных комплексах.

Целью настоящей работы является изложение методики непараметрической обработки результатов экспериментальных исследований с использованием инструментов сертифицированного на территории Российской Федерации вычислительного комплекса (ВК) SCAD. В предложенной методике использовались экспериментальные данные испытаний образцов из бетона различной прочности со спиральным армированием.

Результаты. В результате непараметрической обработки образцов бетона со спиральным армированием по предложенной методике определены эмпирические коэффициенты билинейной диаграммы Прандтля. Данная диаграмма используется в ВК SCAD для задания физической нелинейности работы материала. Предложен метод обработки малого объема результатов экспериментальных исследований, позволяющий использовать имеющиеся данные в численных исследованиях с использованием инструментов ВК SCAD с приемлемым уровнем обеспеченности.

Выводы. Полученные в результате непараметрической обработки эмпирические коэффициенты для задания билинейной диаграммы Прандтля позволяют выполнить численное моделирование работы образцов для планирования дальнейших экспериментальных исследований с целью поиска более общих закономерностей, учитывающих другие факторы работы реальных конструктивных элементов несущих систем зданий и сооружений со спиральным армированием, в том числе на высокоинтенсивные динамические воздействия. Проведенные экспериментально-теоретические исследования показали, что применение железобетонных конструкций со спиральным армированием позволит значительно увеличить их деформативность и энергоемкость, что принципиально влияет на характер работы конструкций и несущего остова зданий и сооружений в целом. Эти особенности работы спирально армированных конструкций могут быть в дальнейшем учтены при расчетном обосновании конструктивных решений в ВК SCAD и в других программах, использующих аппроксимацию Паде билинейной диаграммы Прандтля.

Ключевые слова: спиральное армирование, железобетонные призмы, энергоемкость, прочность, деформативность, билинейная диаграмма Прандтля, аппроксимация Паде, непараметрическая обработка испытаний

Для цитирования: Тонких Г.П., Нещадимов В.А., Аверин И.А. Непараметрическая обработка результатов экспериментальных исследований железобетонных образцов со спиральным армированием. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2023;39(4):95–105. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-95-105

Вклад авторов
Авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

Финансирование
Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 30.10.2023
Поступила после рецензирования 27.11.2023
Принята к публикации 30.11.2023

NON-PARAMETRIC DATA PROCESSING IN EXPERIMENTAL STUDIES OF SPIRALLY REINFORCED CONCRETE SAMPLES

G.P. TONKIKH✉, Dr. Sci. (Engineering)
V.A. NESHCHADIMOV, Cand. Sci. (Engineering)
I.A. AVERIN

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

Abstract

Introduction. Statistical methods in the analysis of experimental data can be applied to identify patterns and test hypotheses, determine the quality of experimental data and draw conclusions based on objective data. In addition, experimental data after non-parametric processing can be used in numerical modeling using contemporary computing suites.

Aim. To outline a methodology for non-parametric processing of experimental results using SCAD computing suite tools, certified in the territory of the Russian Federation. In the proposed methodology, experimental test data for spirally reinforced concrete samples of various strengths were used.

Results. As a result of non-parametric processing of spirally reinforced concrete samples, empirical coefficients of the Prandtl bilinear diagram were determined according to the proposed method. This diagram is used in the SCAD computing suite to set the physical nonlinearity of the material behavior. A method for processing a small volume of experimental results is proposed for using the available data in SCAD CS numerical studies with an acceptable level of probability.

Conclusions. The empirical coefficients, obtained in non-parametric processing for setting the Prandtl bilinear diagram, can be used to perform a numerical modeling of the sample bahavior for planning further experimental studies in order to find more general patterns, taking into account other behavioral factors of real structural elements in load-bearing systems of buildings and structures with spiral reinforcement, including high-intensity dynamic effects. According to experimental and theoretical studies, spiral reinforcement can significantly increase the deformability and energy capacity of reinforced concrete structures, which fundamentally affects the behavioral pattern of structures and supporting framework of buildings and structures as a whole. These behavioral features of spirally reinforced structures can be further taken into account for the computational justification of design solutions in the SCAD CS and other software programs using the Padé approximation of the Prandtl bilinear diagram.

Keywords: spiral reinforcement, reinforced concrete prisms, energy capacity, strength, deformability, Prandtl bilinear diagram, Padé approximant, non-parametric data processing

For citation: Tonkikh G.P., Neshchadimov V.A., Averin I.A. Non-parametric data processing in experimental studies of spirally reinforced concrete samples. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction.* 2023;39(4):95–105. (In Russian). https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-95-105

Author contribution statements
The authors contributed equally to this work.

Funding
No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest
The authors declare no conflict of interest.

Received 30.10.2023
Revised 27.11.2023
Accepted 30.11.2023

Введение

Сегодня накоплен большой объем экспериментальных данных о поведении железобетонных конструкций, полученных в лабораторных условиях, в том числе с использованием современного высокоточного оборудования. Полученные данные подвергаются статистической обработке, где определяются базовые статистические параметры, такие как среднее значение, медиана, мода, дисперсия и стандартное отклонение. Статистическая обработка экспериментальных данных помогает понять характеристики данных и их распределение, а также качество экспериментальных исследований. Как правило, обработка экспериментальных исследований сопровождается визуализацией данных через линейные графики, гистограммы, диаграммы рассеяния, что позволяет лучше понимать распределение данных и выявить выбросы. Часто в рамках статистического анализа проводят интервальную оценку, где определяют доверительные интервалы, которые показывают диапазон значений, в пределах которого с определенной вероятностью находятся истинные значения параметров.

Экспериментальные данные подвергаются также корреляционному анализу для изучения взаимосвязи между двумя или более переменными, что позволяет определить наличие статистически значимых связей между ними и их величину. При многофакторных экспериментальных исследованиях проводят регрессионный анализ для исследования влияния одного или нескольких независимых факторов на зависимую переменную.

В отдельных случаях применяются непараметрические методы обработки результатов, которые используются, когда данные не соответствуют условиям применения параметрических методов. Как правило, непараметрические методы используются в случаях, когда количество экспериментальных исследований ограничено несколькими испытаниями и статистический аппарат обработки таких данных не позволяет получить результаты с приемлемым уровнем обоснованности.

Комбинация перечисленных методов анализа экспериментальных данных позволяет исследователям извлекать максимум информации из данных экспериментов и делать обоснованные выводы, но на этом использование этих данных, как правило, заканчивается. Вместе с тем экспериментальные данные могут быть использованы при расчетной оценке

напряженно-деформированного состояния несущих систем зданий и сооружений с учетом нелинейной работы конструктивных материалов и конструкций в целом с использованием современных программно-вычислительных комплексов, в том числе адаптированных под нормативную базу Российской Федерации.

Для подтверждения вышесказанного в качестве примера представлен алгоритм непараметрической обработки результатов испытаний железобетонных призм высотой 400 мм, с размерами сторон 100 мм из бетона классов В20 и В40, со спиральной арматурой класса А240 диаметром 3, 6 и 8 мм, с шагом витков спиралей 30, 50 и 100 мм (рис. 1). Проведенные испытания железобетонных призм со спиральным армированием показали высокую энергоемкость, которая многократно, до 50 раз, превышает энергоемкость бетонной призмы с аналогичным классом бетона без специального (косвенного) армирования [1–7]. Учет повышенной энергоемкости железобетонных конструкций с косвенным спиральным армированием позволяет в перспективе выполнять расчетные оценки живучести несущих систем зданий и сооружений при особых нагрузках, в том числе на сейсмическое воздействие и другие динамические воздействия высокой интенсивности. Однако для таких исследований должен быть накоплен представительный объем экспериментальных результатов, недостаточность которого можно компенсировать специальными методами обработки имеющегося массива данных. К таким специальным методам относится метод непараметрической обработки результатов.

Непараметрическая обработка экспериментальных данных выполнена в контексте их дальнейшего использования в расчетно-вычислительном комплексе SCAD, который предусматривает возможность выполнить численный анализ напряженно-деформированного состояния несущих систем зданий, расчетные модели которых включают стержневые конечные элементы, работающие в том числе за пределами упругой стадии при статическом или динамическом нагружениях.

Методика непараметрического анализа

Конечная цель данной работы – показать принципиальную возможность использовать экспериментальные данные для последующих расчетных оценок в программно-вычислительном комплексе SCAD и алгоритм (последовательность) действий для получения необходимых для расчетных оценок параметров аппроксимации экспериментальных данных.

Как уже отмечалось ранее, в программе SCAD++ имеется возможность выполнять расчеты с использованием стержневых элементов с произвольной физической нелинейностью материала. Для активации этой возможности необходимо включить соответствующий дополнительный режим при назначении жесткостных характеристик КЭ 5 типа (пространственный стержень) и задать, кроме геометрических размеров поперечного сечения, еще и экспериментальные данные для материала, которые будут определять его нелинейную работу под нагрузкой, как показано на рис. 2. Таким образом, непараметрический анализ экспериментальных данных сводится к подбору исходных данных, необходимых для задания характеристик материала в SCAD++.

Для моделирования напряженно-деформированного состояния спирально армированного бетона необходимо использовать деформационную теорию пластичности [8, 9] с включенной опцией «Пластичность».

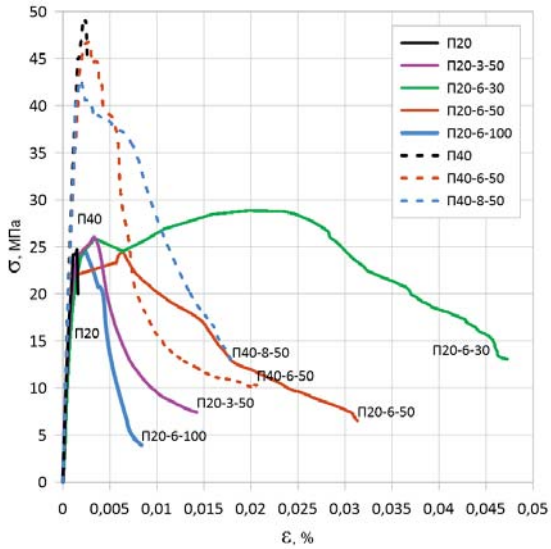


Рис. 1. Диаграммы σ–ε испытаний призм 100 × 100 × 400 мм из бетона класса В20 и В40 со спиральной арматурой класса А240 диаметром 3, 6 и 8 мм с шагов витков спиралей 30, 50 и 100 мм
Fig. 1. σ-ε test diagrams for 100 × 100 × 400 mm prisms, made of B20 and B40 concrete with A240 spiral reinforcement of 3, 6 and 8 mm in diameter and turn pitch of 30, 50 and 100 mm

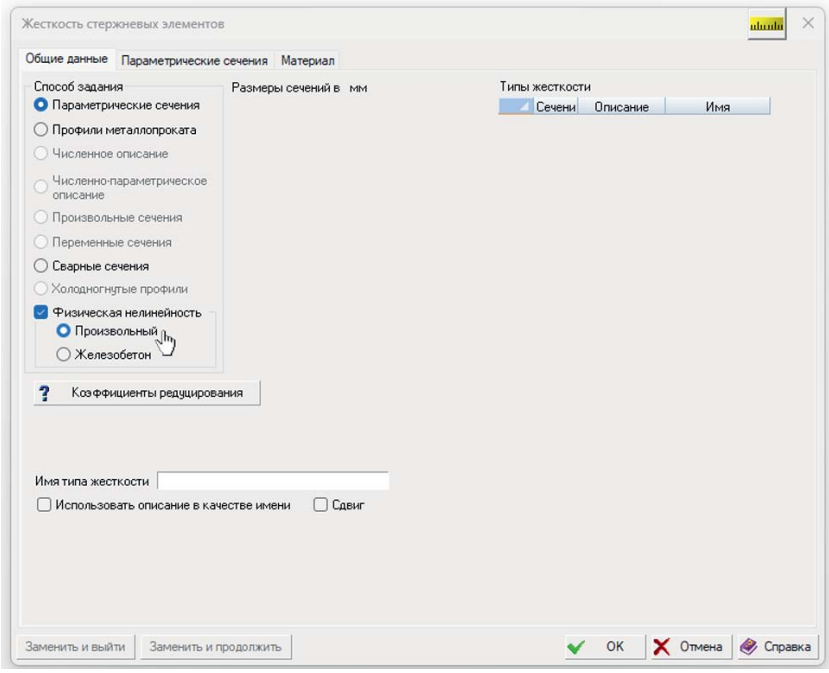


Рис. 2. Диалоговое окно задания жесткостных характеристик КЭ 5 типа в программы SCAD++ с дополнительной вкладкой «Материал» после активации произвольной физической нелинейности
Fig. 2. Dialog box for setting the stiffness characteristics of type 5 FE in SCAD++ program with an additional "Material" tab after activating arbitrary physical nonlinearity

Для описания характера работы произвольного материала в ВК SCAD предусмотрено два варианта задания диаграммы σ–ε: идеализированная билинейная диаграмма Прандтля и аппроксимация Паде этой же диаграммы. Для описания диаграмм σ–ε мы будем использовать аппроксимацию Паде (рис. 3).

При задании диаграммы Прандтля имеется возможность учесть упрочнение и разупрочнение материала с помощью коэффициента θ, как показано на рис. 4. Таким образом, для задания диаграммы Прандтля и ее аппроксимации Паде требуется пять экспериментально определяемых параметров: E – модуль упругости; σ_E – пределы текучести при сжатии и при растяжении; θ – относительные модули упрочнения или разупрочнения при сжатии и при растяжении. В нашем случае экспериментально определяемых параметров будет три, так как призмы со спиральным армированием испытывались только на сжатие.

Следует также отметить, что модуль упругости E и пределы текучести σ_E могут отличаться от одноименных общепринятых параметров прочности материалов – здесь они не более чем параметры для построения кривых аппроксимации Паде, максимально приближенных к диаграммам σ–ε, полученным в результате экспериментов. Подбор параметров E, σ_E и θ можно выполнить непосредственно в SCAD++. При этом необходимо учесть, что в экспериментальных диаграммах σ–ε и в расчетных диаграммах σ–ε положительные направления осей координат σ и ε попарно направлены в противоположные стороны. В этой связи при подборе параметром E, σ_E и θ необходимо искать аппроксимацию Паде для растянутой диаграммы

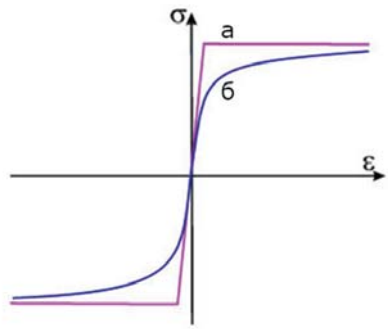


Рис. 3. Билинейная диаграмма Прандтля (*а*) и аппроксимации Паде (*б*) этой же диаграммы
Fig. 3. Bilinear Prandtl diagram (*а*) and its Pade approximations (*б*)

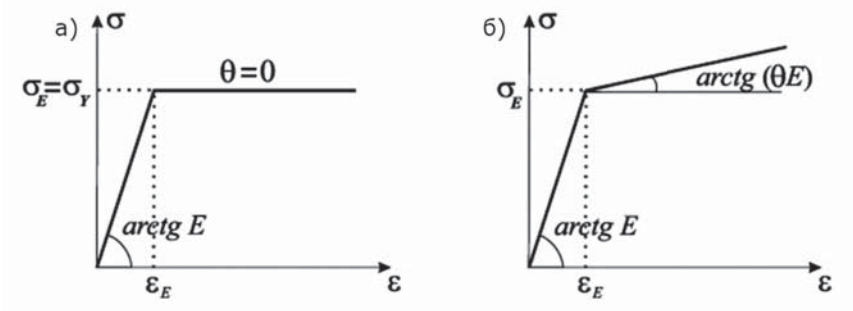


Рис. 4. Билинейная диаграмма Прандтля без упрочнения (*а*) и с упрочнением (*б*)
Fig. 4. Bilinear Prandtl diagram without (*а*) and with (*б*) hardening

с положительными значениями σ–ε, а при расчетах применять найденные параметры E, σ_E и θ для сжатой диаграммы с отрицательными значениями σ–ε.

В качестве примера далее представлен результат подбора параметров E, σ_E и θ для аппроксимации Паде, где аппроксимирующая кривая проходит максимально близко к верхним значениям нормализованной (усредненной) диаграммы σ–ε, полученной в результате испытаний призм из бетона В20 со спиралями из арматуры А240 диаметром 6 мм с шагом витков спиралей 30 мм. На рис. 5 представлена вкладка «Материал» диалогового окна назначения жесткости КЭ типа 5 (см. рис. 2) после назначения параметров E, σ_E и θ для растянутой части диаграммы с положительными значениями σ и ε. При нажатии курсором на пиктограмму, расположенную левее надписи «Свойства материала», открывается модальное окно «График», где можно изменить диапазон относительных деформаций, активируя соответствующую опцию, и изменить значения по умолчанию, нажав кнопку «Применить». На рис. 6 представлено модальное окно «График» после изменения диапазона деформаций.

В модальном окне «График» имеется возможность сохранить в формате MS Word численные значения точек аппроксимирующей кривой и использовать их для сравнительных оценок и более точного подбора параметров аппроксимации Паде. Далее представлены диаграммы σ–ε экспериментальных исследований с результатом подбора параметров E(ГПа)/ σ_E (МПа)/θ аппроксимации Паде (рис. 7).

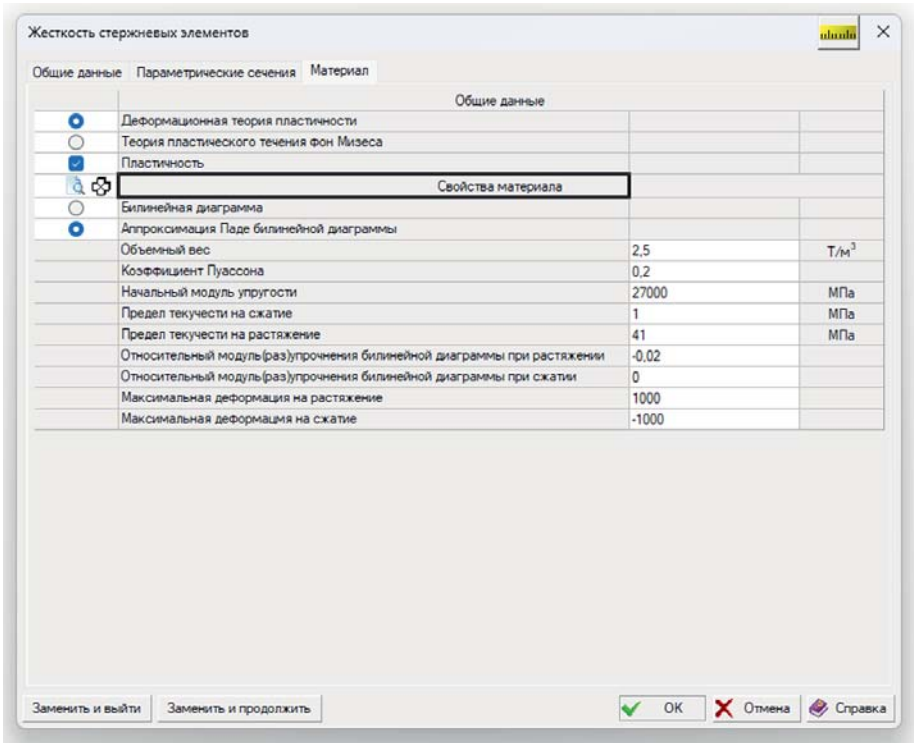


Рис. 5. Вкладка «Материал» в процессе подбора параметров для аппроксимации Паде в растянутой части билинейной диаграммы

Fig. 5. "Material" tab during the selection of parameters for the Pade approximation in the expanded part of the bilinear diagram

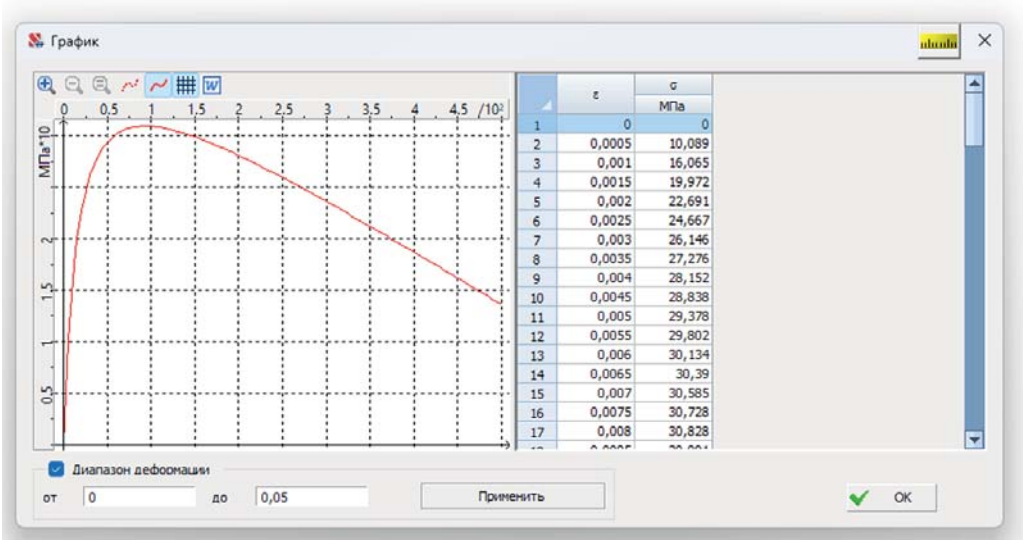


Рис. 6. Модальное окно «График» вкладки «Материал» после изменения диапазона деформаций
Fig. 6. "Plot" modal box of the "Material" tab after changing the range of deformations

Предложенный метод позволяет планировать предстоящие экспериментальные исследования или обрабатывать существующие данные о поведении испытанных образов с большой энергоемкостью за пределами упругости с целью определения исходных данных, необходимых для задания диаграммам σ–ε материала через аппроксимации Паде с использованием инструментов ВК SCAD. Эти исходные данные о материале позволяют выполнять численные исследования (расчетное обоснование) поведения несущих систем зданий и сооружений в нелинейной постановке, в том числе на сейсмическое воздействие или прогрессирующее обрушение, где спирально армированные конструкции с большой энергоемкостью являются перспективными.

Следует особо отметить, что в процессе определения параметров билинейной диаграммы Прандтля и ее аппроксимации Паде осуществляется непараметрическая обработка результатов экспериментальных исследований с достаточной для практических расчетов обеспеченностью за счет определения агрессивной и осторожной кривых аппроксимации, которые можно определить как по средним значениям экспериментальных диаграмм σ–ε, так и с учетом доверительных интервалов, определенных в результате статистической обработки экспериментальных данных. Выполнение расчетных оценок несущих систем зданий и сооружений с учетом вариационного поведения материала в соответствии с агрессивной и осторожной диаграммами Паде с последующей сравнительной оценкой результатов расчета позволяет принять взвешенные и обоснованные конструктивные решения на этапе их расчетного обоснования. Для этих целей, например, в ВК SCAD, имеется режим «Вариация моделей».

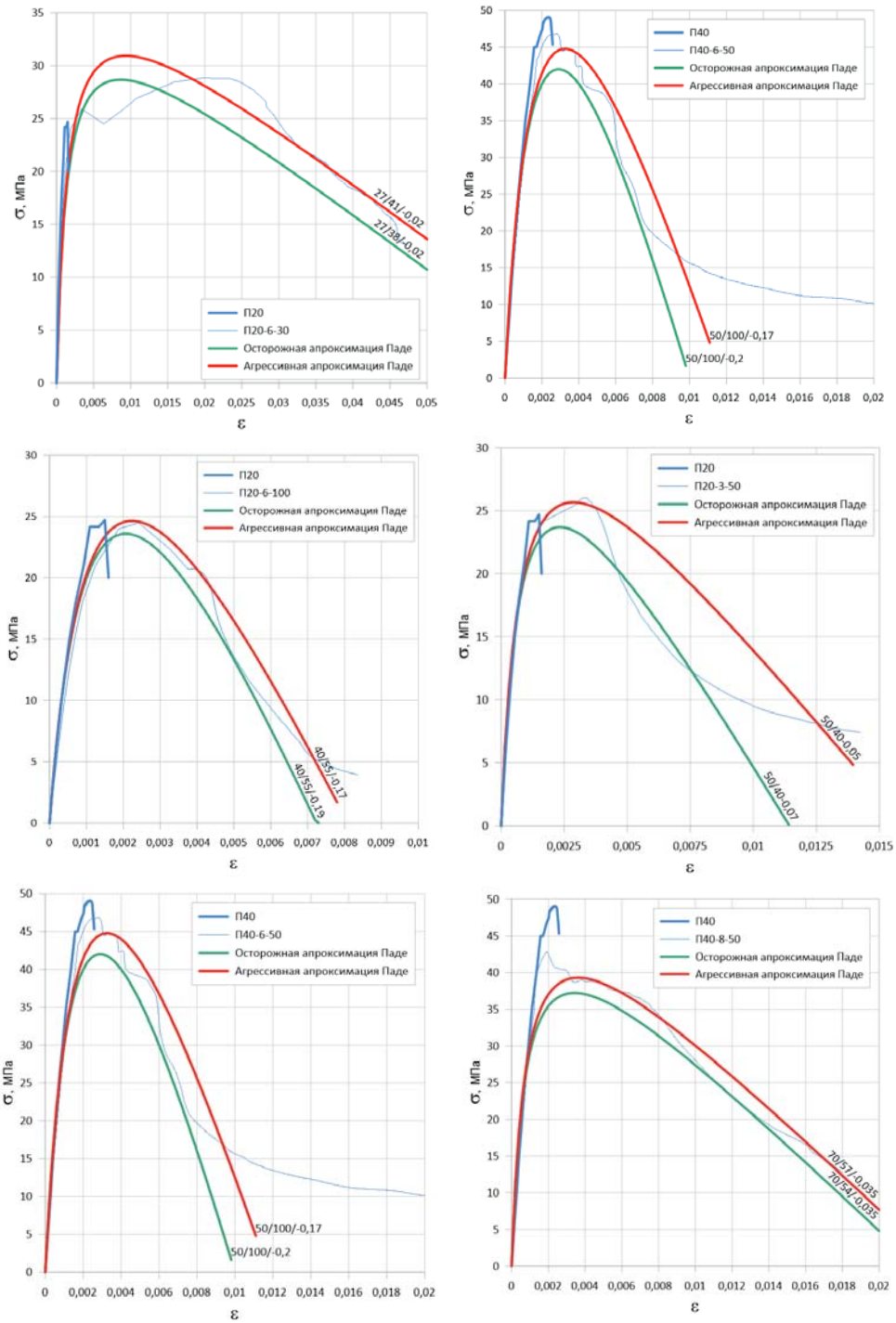


Рис. 7. Диаграммы σ–ε и результаты непараметрической обработки экспериментальных данных с подбором параметров аппроксимации Паде, которые указаны в формате E(ГПа)/ σ_E (МПа)/θ для соответствующих кривых
Fig. 7. σ–ε diagrams and results of non-parametric processing of experimental data with the selection of Pade approximation parameters, indicated in E(GPa)/σ_E(MPa)/θ for the corresponding curves

Выводы

1. Современные сертифицированные в России программно-вычислительные комплексы, в частности SCAD, позволяют выполнить непараметрический анализ экспериментальных данных с целью последующего их использования для расчетного анализа несущих систем зданий и сооружений с учетом нелинейной работы конструкционных материалов и конструкций в целом, в том числе железобетонных конструкций со спиральным армированием тела бетона на высокоинтенсивное динамическое воздействие.

2. Для внедрения в расчетную практику экспериментальных данных имеется современное программное обеспечение. Использование дополнительных инструментов по обработке экспериментальных данных, встроенных в современные вычислительные комплексы (например, ВК SCAD), позволяет выполнять численные эксперименты в условиях малого объема экспериментальных результатов.

Список литературы

1. *Кабанцев О.В., Тонких Г.П., Симаков О.А., Аверин И.А., Какуша В.А.* Результаты экспериментальных исследований образцов из бетона различной прочности со спиральным армированием. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2023;(5):24–39.
2. *Тонких Г.П., Аверин И.А.* Повышение сейсмостойкости зданий за счет спирального армирования изгибаемых железобетонных конструкций. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2022;(3):31–39. https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-31-39
3. *Манаенков И.К.* Напряженное состояние изгибаемых железобетонных элементов с учетом деформативности сжатой зоны, усиленной косвенным армированием [автореф. диссертации]. Москва; 2018.
4. *Arun Kumar V.V., Seshadri Sekhar T.* Experimental and Theoretical Studies on the Behavior of Spiral Reinforced Concrete Columns. International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology. 2017.
5. *Hadi M.N.S., Elbasha N.* The effect of helical pitch on the behaviour of helically confined HSC beams. Constr. Build. Mater. 2008;22(5):771–780. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.01.009
6. *Elbasha N.M., Hadi M.N.S.* Effect of helical pitch and tensile reinforcement ratio on the concrete cover spalling off load and ductility of HSC beams. In: Proceedings of the Australian Structural Engineering Conference 2005 (ASEC). Australia: Engineers Australia; 2005, pp. 54–64.
7. *Mangat M.M., Azari P.S.* Influence of steel fibre and stirrup reinforcement on the properties of concrete in compression members. Int. J. Cem. Compos. Light. Concr. 1985;7(3):183–192. https://doi.org/10.1016/0262-5075(85)90006-5
8. *Безухов Н.И.* Основы теории упругости, пластичности и ползучести. Москва: Высшая школа; 1961.
9. *Ильюшин А.А.* Пластичность. Часть первая. Упруго-пластические деформации. Москва, Ленинград: Гостехиздат; 1948.

References

1. *Kabantsev O.V., Tonkikh G.P., Simakov O.A., Averin I.A., Kakusha V.A.* Results of experimental studies of concrete samples of different strengths with spiral reinforcement. Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety. 2023;(5):24–39. (In Russian).
2. *Tonkikh G.P., Averin I.A.* Increase of seismic resistance of buildings due to spiral reinforcement of bent reinforced concrete structures. Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety. 2022;(3):31–39. (In Russian). https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-31-39
3. *Manaenkov I.K.* The stress state of bent reinforced concrete elements, taking into account the deformability of the compressed zone reinforced by indirect reinforcement [abstract]. Moscow; 2018. (In Russian).

4. *Arun Kumar V.V., Seshadri Sekhar T.* Experimental and Theoretical Studies on the Behavior of Spiral Reinforced Concrete Columns. International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology. 2017.
5. *Hadi M.N.S., Elbasha N.* The effect of helical pitch on the behaviour of helically confined HSC beams. Constr. Build. Mater. 2008;22(5):771–780. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.01.009
6. *Elbasha N.M., Hadi M.N.S.* Effect of helical pitch and tensile reinforcement ratio on the concrete cover spalling off load and ductility of HSC beams. In: Proceedings of the Australian Structural Engineering Conference 2005 (ASEC). Australia: Engineers Australia; 2005, pp. 54–64.
7. *Mangat M.M., Azari P.S.* Influence of steel fibre and stirrup reinforcement on the properties of concrete in compression members. Int. J. Cem. Compos. Light. Concr. 1985;7(3):183–192. https://doi.org/10.1016/0262-5075(85)90006-5
8. *Bezukhov N.I.* Fundamentals of the theory of elasticity, plasticity and creep. Moscow: Vysshaya shkola Publ.; 1961. (In Russian).
9. *Ilyushin A.A.* Plasticity. Part one. Elastic-plastic deformations. Moscow, Leningrad: Gostekhizdat Publ.; 1948. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Геннадий Павлович Тонких✉**,** д-р техн. наук, профессор кафедры железобетонных конструкций НИУ МГСУ, Москва
e-mail: 5059144@mail.ru
Gennadiy P. Tonkikh✉**,** Dr. Sci. (Engineering), Professor, Department of Reinforced Concrete Structures, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow
e-mail: 5059144@mail.ru

Виктор Александрович Нещадимов, канд. техн. наук, старший преподаватель кафедры железобетонных конструкций НИУ МГСУ, Москва
e-mail: expertor@internet.ru
Viktor A. Neshchadimov, Cand. Sci. (Engineering), Senior Lecturer, Department of Reinforced Concrete Structures, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow
e-mail: expertor@internet.ru

Иван Александрович Аверин, аспирант кафедры железобетонных конструкций НИУ МГСУ, Москва
e-mail: averinia@inbox.ru
Ivan A. Averin, Postgraduate Student, Department of Reinforced Concrete Structures, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow
e-mail: averinia@inbox.ru

✉Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 624.072.2.014
https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-106-119 EDN: XKCSTD

СПОСОБ УСИЛЕНИЯ ДЕФЕКТОВ МОНТАЖНЫХ СВАРНЫХ ШВОВ В УНИКАЛЬНЫХ ЗДАНИЯХ И СООРУЖЕНИЯХ

М.И. ФАРФЕЛЬ[1,2,✉], канд. техн. наук
С.В. ГУРОВ[1]
О.В. ГЛАЗУНОВ[1]

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

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

Аннотация

Введение. В статье приводится новый способ усиления монтажных сварных швов с недопустимыми, по требованиям норм, дефектами. Этот способ усиления позволяет не закрывать ремонтируемое здание, а проводить работы по усилению при сохранении функционального назначения здания или сооружения.

Цель. Разработка технологии проведения усиления дефектных сварных швов без закрытия сооружения и с сохранением его функционального назначения для проведения ремонтных работ.

Материалы и методы. Усиление проводится при помощи листа из стали высокой прочности. Лист усиления должен быть прикреплен к соединяемым монтажным элементам, что позволяет исключить из работы дефектный сварной монтажный шов. Для допуска сварщиков к выполнению сварных соединений проводится их проверка с помощью контрольных сварных соединений. Сварной шов, выполненный кандидатом-сварщиком, вырезается и отдается в специализируемую лабораторию для определения прочностных свойств шва, ударной вязкости макро- и микроструктуры шва, порядка и размеров валиков многопроходного шва. При получении данных шва, удовлетворяющих нормативным показателям, сварщик-кандидат допускается к выполнению соединения листов усиления дефектных монтажных швов. После исполнения сварных соединений они должны быть проверены визуально-инструментальным и ультразвуковым контролем.

Результаты. Разработан и осуществлен способ усиления дефектных монтажных сварных швов. Дефекты в швах появились при объединении монтажных элементов, размеры которых не превышали транспортного габарита в единую пространственную систему, например внутренний контур купольного покрытия. Данный вид усиления можно производить без закрытия здания или сооружения для проведения ремонтных работ.

Выводы. Способ усиления сварных швов с недопустимыми для эксплуатации дефектами возможно применять для устранения обнаруженных при помощи визуально-инструментального и ультразвукового контроля недопустимых по нормам дефектов в любых зданиях и сооружениях, в т. ч. и уникальных большепролетных, что обеспечит ее надежную и безопасную эксплуатацию после окончания строительства.

Ключевые слова: сварной стыковой шов, контрольное сварное соединение, предел прочности, предел текучести, ударная вязкость, макроструктура сварного шва, микроструктура сварного шва, визуально инструментальный контроль, ультразвуковая дефектоскопия, лист усиления сварного шва, дефектоскоп, преобразователь

Для цитирования: Фарфель М.И., Гуров С.В., Глазунов О.В. Способ усиления дефектов монтажных сварных швов в уникальных зданиях и сооружениях. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2023;39(4):106–119. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-106-119

Вклад авторов
Авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

Финансирование
Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 23.10.2023
Поступила после рецензирования 19.11.2023
Принята к публикации 23.11.2023

METHOD OF REINFORCING DEFECTS IN FIELD WELDS OF UNIQUE BUILDINGS AND STRUCTURES

M.I. FARFEL[1,2,✉], Cand. Sci. (Engineering)
S.V. GUROV[1]
O.V. GLAZUNOV[1]

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

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

Abstract

Introduction. The article presents a new method of reinforcing field welds with defects, impermissible according to the regulation requirements. This method allows reinforcement works to be carried out while maintaining the functional purpose of a building or structure without closing for the repair.

Aim. To develop a technology of reinforcing defective welds, which preserves the functional purpose of a structure during repair works without its closure.

Materials and methods. Reinforcement is carried out using a sheet of high-strength steel. The reinforcing sheet must be attached to connected field elements, which excludes the defective weld from the operation. Welders are permitted to perform works after testing on control welded joints. Welds, made by a candidate welder, is cut and sent to a specialized laboratory for determining weld strength properties, impact strength of weld macro- and microstructures, as well as the order and dimensions of legs for multi-pass welds. If the obtained weld data meets the standard indicators, the candidate welder is permitted to connect the reinforcement sheets of defective field welds. After making welded joints, they must be checked by visual, instrumental and ultrasonic testing.

Results. A method of reinforcing defective welds was developed and implemented. Defects in the welds appeared during the connection of field elements, whose dimensions were less than the transport size, into a single spatial system, for example, the inner contour of a dome cover. This type of reinforcement can be made without closing the building or structure for repair works.

Conclusion. The method of weld reinforcement can be used to remedy impermissible derects, detected by visual, instrumental and ultrasonic testing, in any buildings and structures, including unique long-span ones, therefore ensuring their reliable and safe operation after the construction.

Keywords: connection weld, test weld, ultimate strength, yield strength, toughness, weld macrostructure, weld microstructure, visual instrumental inspection, ultrasonic inspection, weld reinforcement sheet, flaw detector, transducer

For citation: Farfel M.I., Gurov S.V., Glazunov O.V. Method of reinforcing defects in field welds of unique buildings and structures. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction.* 2023;39(4):106–119. (In Russian). https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-106-119

Author contribution statements
The authors contributed equally to this work.

Funding
No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest
The authors declare no conflict of interest.

Received 23.10.2023
Revised 19.11.2023
Accepted 23.11.2023

Как известно, каркас уникальных зданий и сооружений состоит из большого количества элементов, которые для доставки на строительную площадку должны удовлетворять размерам транспортного габарита, их длина не должна превышать 12 м, а высота – 3,85 м.

На строительной площадке монтажные элементы при помощи болтовых и сварных соединений собираются в единую пространственную систему, которая может иметь форму купола, цилиндрической оболочки, гиперболического параболоида и других архитектурных форм.

В данной статье будет рассмотрен один из способов усиления дефектных сварных швов, при котором само соединение после проведения ремонтных работ будет находиться в исправном состоянии (по терминологии СП 16.13330.2017 [1], ГОСТ 31937-2011 [2], СП 13-102-2003 [3] и других нормативных документов).

Как известно, для нахождения дефектов в сварном шве необходимо сначала провести визуально-инструментальный контроль (ВИК), а затем при положительных его результатах выполнить ультразвуковую дефектоскопию (УЗД), что показано на рис. 1.

Согласно СП 70.13330.2012 [4], дефекты в сварном шве, обнаруженные при помощи ультразвука, не должны превышать определенные размеры: длину, ширину и площадь. При превышении предельных размеров данный шов должен быть запрещен к эксплуатации. Этот сварной шов должен быть отремонтирован или заменен на новый – без дефектов.

К сожалению, иногда при сборке каркаса уникальных зданий из отправочных элементов в сварных монтажных соединениях возможны дефекты, которые должны быть устранены для нормальной и безопасной эксплуатации таких зданий и сооружений.

Для устранения влияния на работу конструкции с дефектными сварными швами, возникшими в результате некачественного выполнения монтажных стыковых сварных швов, предлагается следующий вариант усиления.

Место расположения шва с недопустимыми дефектами по требованиям нормативных документов перекрывается пластиной усиления, которая приваривается к стыкуемым отправочным элементам угловыми швами, рассчитанными на срез. Формула проверки несущей способности сварных швов прикрепления пластин усиления к стыкуемым монтажным отправочным элементам выглядит так [1]:

Рис. 1. Проведение ультразвукового контроля
Fig. 1. Ultrasonic testing

$$\sigma_{ш} \leq R_{wf} \quad (1)$$

в случае проведения проверки по металлу шва и

$$\sigma_{ш} \leq R_{wz} \quad (2)$$

в случае проведения проверки по границе сплавления металла шва со свариваемой конструкцией,

где $\sigma_{ш} = \frac{N}{k_f \times l_{ш} \times \beta_f}$ – напряжение в угловом шве;

N – продольная сила в конструкции;
k_f – катет сварного шва;
$l_{ш}$ – длина сварного шва;
β_f – коэффициент, зависящий от вида сварки;
$R_{wf,}$ R_{wz} – расчетное сопротивление шва по металлу самого сварного шва и по границе сплавления шва с металлом конструкции соответственно.

Вид усиления показан на рис. 2.

Принцип данного усиления заключается в том, что дефектный сварной шов полностью выключается из работы, а внутреннее продольное усилие, действующее в конструкции, будет восприниматься листом усиления, приваренным к стыкуемым отправочным монтажным элементам. Данное усиление весьма эффективно в случае, если его нужно провести безопасно, без вывода здания из режима эксплуатации. Выкружки на концах листа (рис. 2) усиления предусмотрены для того, чтобы несущая способность сварных соединений листа усиления была обеспечена (см. формулы (1) и (2)). Для этого

необходимо обеспечить достаточную длину сварных швов, соединяющих лист усиления с монтажными элементами.

Обычно в уникальных зданиях и сооружениях применяются стали повышенной прочности с расчетными сопротивлениями $R_y \geq 355$ МПа, поэтому технология выполнения сварных соединений из таких сталей для обеспечения их несущей способности имеет некоторые особенности, которые описаны ниже.

Для того чтобы аргументировано утверждать, что в стыковом монтажном шве имеется недопустимый дефект, согласно требованиям нормативных документов, когда запрещена его дальнейшая эксплуатация, которая может привести к аварийному состоянию и в самом крайнем случае к разрушению сварного соединения, необходимо провести визуально-инструментальный контроль, при котором проверяется его внешний вид и геометрические параметры. После этого сварной шов проверяется с помощью ультразвуковой дефектоскопии, позволяющей найти дефекты внутри шва и определить их размеры, которые сравниваются с предельными значениями по требованиям нормативных документов.

Усиление или ремонт обнаруженных сварных швов с дефектами, при которых эксплуатация запрещена нормативными документами, в уникальных зданиях в основном необходимо выполнить без выведения здания из режима эксплуатации.

Для выполнения этого требования предлагается проводить усиления с помощью стального листа, который приваривается к стыкуемым монтажным элементам с помощью угловых сварных швов. Над дефектным сварным швом лист усиления не приваривается, при этом дефектный сварной шов исключается из работы, а передача внутреннего усилия с одного монтажного элемента на другой осуществляется только через лист усиления. Площадь его должна быть не меньше площади стыкуемых элементов. Вид усиленного стыкового узла показан на рис. 3.

Учитывая ответственность стыкового шва в соединении монтажных элементов в сплошную пространственную систему, предлагается допускать к проведению усиления только тех сварщиков, осуществляющих приварку листов усиления к соединяемым монтажным элементам, которые прошли проверку квалификации. Проверка осуществляется выполнением сварного шва длиной 400 мм на контрольном образце, состоящем из двух пластин из стали С440 или С390. Перед его выполнением он должен быть прогрет до температуры плюс 200 °С, что показано на рис. 4. Выполнение контрольного шва показано на рис. 5. Выполненное контрольное соединение приведено на рис. 6.

После выполнения сварного шва он вырезается из образца и передается в специализированную лабораторию, которая определяет:

1) предел текучести, предел прочности шва и твердости HV металла шва;

2) ударную вязкость шва на образце с V-образным надрезом при температуре –40 °С (KCV^{-40});

3) диаметры выполненных однопроходных швов в многопроходном полном сварном шве;

4) макро- и микроструктуру сварного шва;

5) величину дефектов. После чего идет сравнение их с предельными значениями, предусмотренными нормативным документом СП 70.13330.2012 [4] по табл. 10.10. Проверка по последнему пункту осуществляется с помощью УЗД по ГОСТ Р 55724-2013 [5–9].

В случае соответствия контрольного сварного шва нормативным параметрам сварщик допускается к выполнению работ по усилению.

По результатам анализа комплексных показателей, указанных выше, сварщик будет допускаться к выполнению швов приварки деталей усиления.

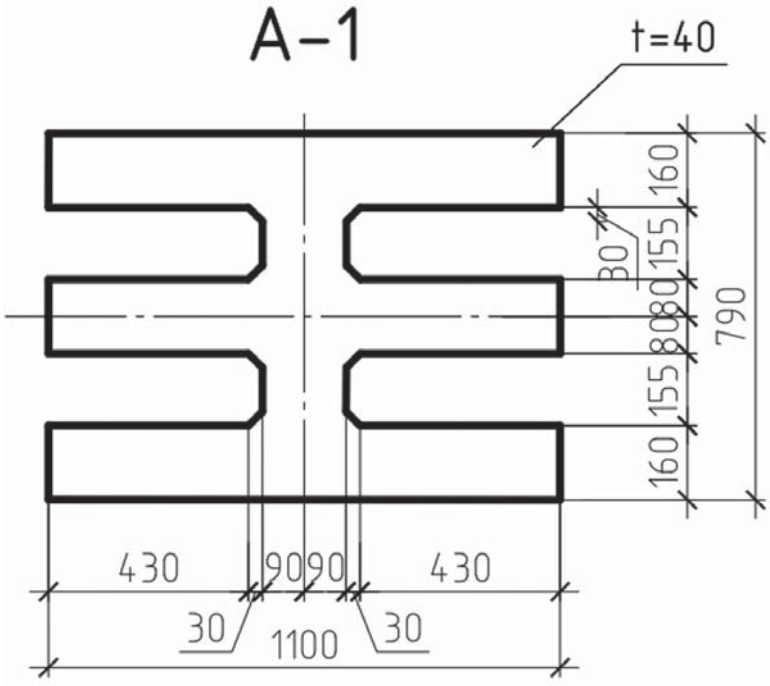


Рис. 2. Схема листа усиления сварного монтажного дефектного шва
Fig. 2. Scheme of a reinforcement sheet for a defective field weld

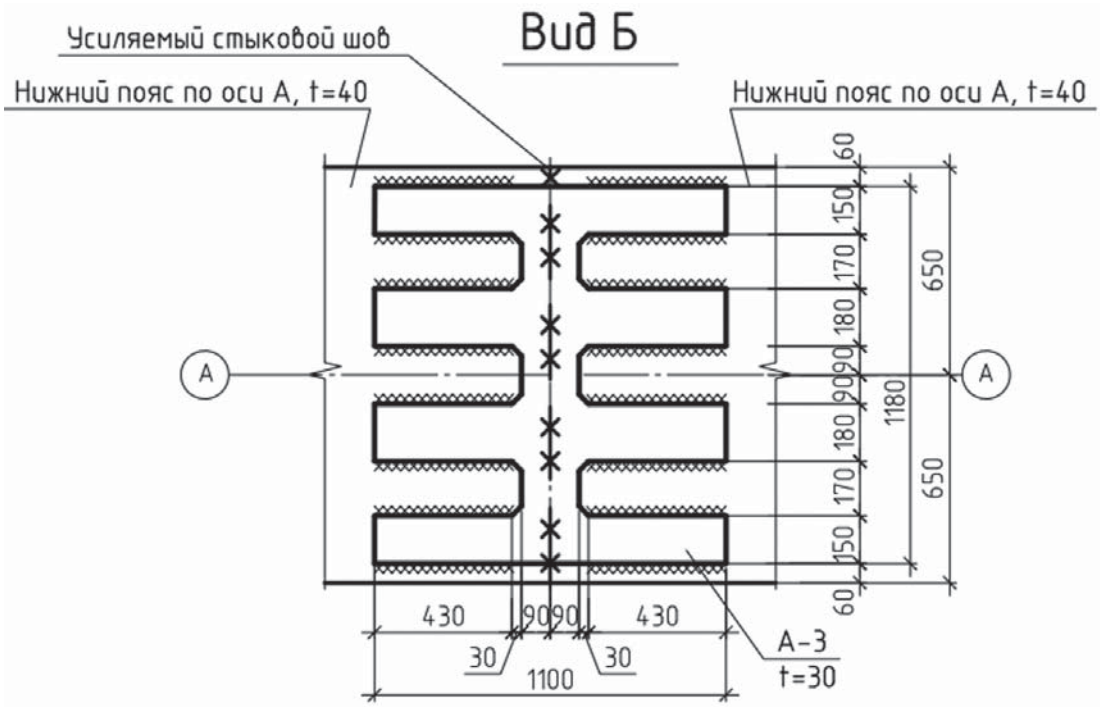


Рис. 3. Усиление стыкового монтажного узла стальным листом
Fig. 3. Steel sheet reinforcement of a field joint

Рис. 4. Прогрев элементов контрольного сварного соединения
Fig. 4. Heating of control weld elements

Проплавляемые при сварке поверхности и прилегающие к ним зоны металла шириной 40–100 мм, а также кромки листов перед монтажной сборкой-сваркой должны быть очищены до чистого металла от ржавчины, окалины, заводской грунтовки пескоструйной обработкой или абразивным инструментом.

Не допускается попадание осадков на подготовленные и не заваренные кромки листов, подлежащих сварке.

Подлежащие сварке кромки листов должны быть прямолинейными. При сборке сварных соединений под монтажную сварку необходимо выдержать требуемый сварочный зазор в соединении, а также обеспечить совпадение стыкуемых кромок в одной плоскости.

При устранении депланации кромок до 2 мм следует применять различные сборочные приспособления (рамки, домкраты и другие механические приспособления).

Рис. 5. Выполнение многопроходного сварного шва на контрольном образце
Fig. 5. Execution of a multi-pass weld on a control sample

Рис. 6. Сварной шов контрольного образца
Fig. 6. Control sample weld

Депланацию стыкуемых кромок соединений более 2 мм следует устранить.

Если в фактическом усиливаемом соединении при сборке их под сварку по каким-то обстоятельствам имеет место увеличенный зазор в стыке (более проектного с учетом плюсового допуска), но величина которого не более 25 мм, то наплавка выполняется методом подстилающих валиков ручной дуговой сваркой. Наплавку следует выполнять послойно, до постановки прихваток, после предварительного подогрева ремонтируемого участка кромки до температуры 220 °С. Сечение наплавленного металла за один проход должно быть около 15–25 мм^2. Каждый слой наплавки следует тщательно контролировать визуально, все видимые дефекты должны быть вырезаны, каждый слой наплавки после удаления шлака зачищен шлифмашинкой.

Предварительный подогрев металла в зонах сварки выполняют для проектных сталей С440-6 независимо от температуры воздуха

Рис. 7. Проверка температуры поверхности элементов пирометром
Fig. 7. Pyrometer testing of the surface temperature

и погодных условий. Температуру предварительного подогрева принимают 220 °С, ширину зоны нагрева – 100 мм в обе стороны от оси шва. Проверка температуры нагрева производится пирометром, как показано на рис. 7.

Предварительный подогрев производят перед постановкой прихваток, перед первым (корневым) проходом шва, с лицевой стороны стыка, перед наложением каждого очередного слоя шва при многопроходной сварке, при возобновлении сварки после перерыва, если температура металла шва предыдущего слоя опустилась ниже 120 °С.

При сварке многопроходных швов каждый последующий слой должен накладываться после тщательной очистки поверхности предыдущего слоя механизированной зачисткой на величину не менее 1/3 сечения выполненного валика, что показано на рис. 8.

В процессе выполнения сварного шва при наложении промежуточных и особенно облицовочных слоев необходимо каждый проход осуществлять только после того, как температура металла шва предыдущего слоя не будет превышать плюс 200 °С и не ниже плюс 120 °С.

Последовательность выполнения работ после удаления дефектной части сварного шва:

– зачистка поверхности металлических конструкций в зоне проведения ремонта сварного шва;

– подогрев зоны сварки. Он производится с помощью газовых многосопловых турбогорелок.

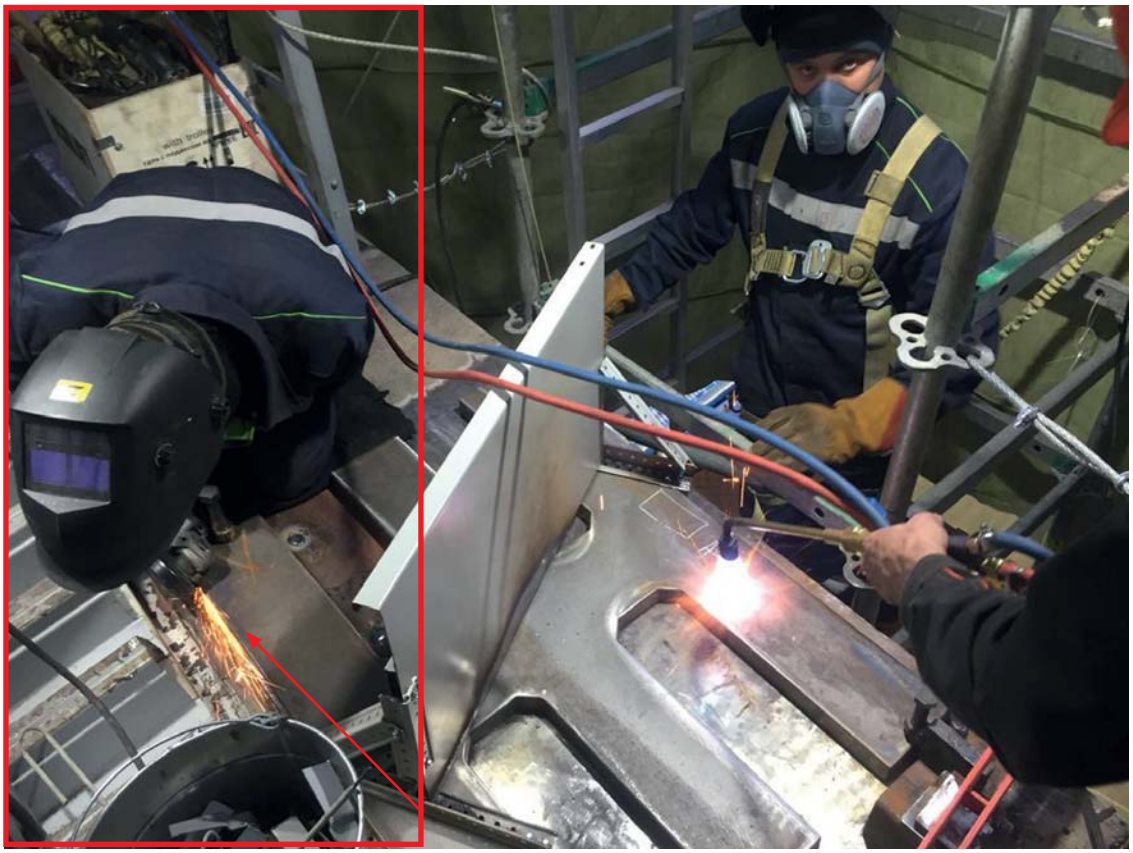


Рис. 8. Удаление 1/3 катета одного валика при создании многопроходного шва
Fig. 8. Removal of 1/3 leg during the execution of a multi-pass weld

Контроль температуры предварительного подогрева следует производить с помощью оптического пирометра (подогрев необходимо производить в соответствии со специально разработанной для этого случая технологической картой.

В выполненном сварном соединении визуально контролируют:

– отсутствие (наличие) трещин всех видов и направлений;

– отсутствие (наличие) на поверхности сварных соединений дефектов (отдельных пор, их скоплений, а также включений, отслоений, прожогов, свищей, наплывов, подрезов, усадочных раковин, подрезов, непроваров, брызг расплавленного металла, западаний между валиками, грубой чешуйчатости, а также мест касаний сварочной дугой поверхности основного металла).

Неразрушающий контроль качества сварных соединений металлоконструкций должен проводиться в соответствии с требованиями СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции» (Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87) [4], РД 03-606-03 «Инструкция по визуальному и измерительному контролю» (как рекомендованное) [10], ГОСТ Р ИСО 17637-2014 «Визуальный контроль соединений, выполненных сваркой плавлением» [11], ГОСТ 55724-2013 «Контроль неразрушающий. Соединения сварные. Методы ультразвуковые» [5], ГОСТ 3242-79 «Соединения сварные. Методы контроля качества» [12].

Ультразвуковой контроль проводится для выявления дефектов в сечении сварного шва. Перед его проведением стыковой сварной шов зачищается до поверхности основного металла.

Контроль ультразвуковым методом должен проводиться дефектоскопами УСД-46, УСД-50ips, поверенными соответствующим порядком и внесенными в Реестр средств измерений (рис. 9).

При контроле применялись наклонные совмещенные пьезоэлектрические преобразователи с углами ввода 50 и 65 градусов, частотой 2,5 МГц (ПЭП121-2,5-50, ПЭП121-2,5-65).

Настройка браковочного уровня чувствительности проводилась по изготовленным образцам соответствующей толщины с дефектом типа «зарубка» с применением системы временной регулировки чувствительности (рис. 10).

Контроль необходимо проводить по ГОСТ Р 55724-2013 [5] эхо-импульсным способом контроля (рис. 11).

Для контроля стыковых сварных соединений толщиной 30 и 40 мм следует применять пьезоэлектрические преобразователи с углом ввода $\alpha = 65^{\circ}$ и частотой $f = 2{,}5$ МГц, при этом верхняя часть шва должна контролироваться преобразователем с $\alpha = 50^{\circ}$, $f = 2{,}5$ МГц с двух сторон. Для контроля толщин 50 мм следует применять преобразователи с характеристиками, приведенными выше, при этом корневая часть шва должна контролироваться преобразователем с углом ввода $\alpha = 50^{\circ}$, а верхняя часть шва – преобразователями с углом ввода $\alpha = 65^{\circ}$, но только прямыми лучами с двух сторон.

Если по результатам контроля стыковых сварных соединений в конструкции были обнаружены многочисленные внутренние недопустимые дефекты сварных швов, среди

Рис. 9. Ультразвуковой дефектоскоп с преобразователями
Fig. 9. Ultrasonic flaw detector with transducers

Рис. 10. Настройка дефектоскопа перед проведением ультразвукового контроля
Fig. 10. Adjustment of the flaw detector for ultrasonic testing

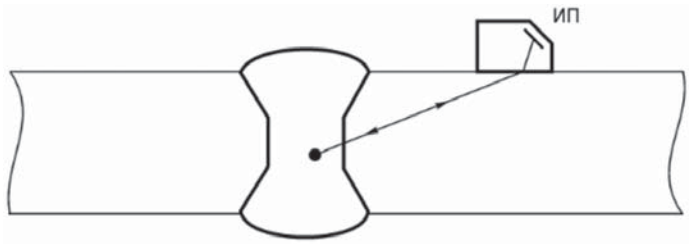


Рис. 11. Эхо-импульсный способ контроля
Fig. 11. Echo-pulse monitoring method

которых самым распространенным выявленным дефектом является непровар, на протяженности превышающий нормативные значения, приведенные в [4], на различных глубинах катета шва. Причиной которых, предположительно, является то, что в сварной шов могут быть установлены посторонние металлические предметы, например использованные электроды, остатки арматурных стержней, проволока и т. д.

При выявлении дефектов неразрушающий контроль (внешний осмотр и измерения и ультразвуковой контроль) должен проводиться только спустя 48 часов после окончательной сварки узла.

Если при проведении неразрушающего контроля внешний осмотр и измерения в монтажных сварных узлах были обнаружены дефекты в виде наплывов и неравномерного формирования катета шва, то они должны быть немедленно устранены.

При проведении ультразвукового контроля сварных швов, соединяющих пластины усиления с основной конструкцией, из-за недостаточной зоны для контроля нахлесточного шва

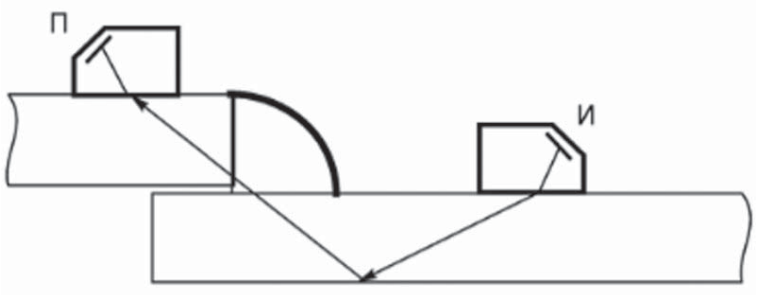


Рис. 12. Раздельная схема прозвучивания зеркально-теневым методом
Fig. 12. Separate scheme of the echo-shadow method

с нижней пластины контроль должен быть проведен по раздельной схеме зеркально-теневым методом (с двух сторон) (рис. 12) или со стороны нижнего листа однократно отраженным лучом по совмещенной схеме. Контроль должен проводиться со стороны верхнего листа по совмещенной схеме.

При обнаружении недопустимых дефектов, согласно требованиям таблицы 10.10 норм [4], они должны быть устранены и подвергнуты повторному контролю согласно требованиям технологических карт, разработанных для усиления сварных швов с недопустимыми дефектами.

Выводы

1. Предложенный способ позволяет усилить сварные монтажные швы, эксплуатация которых запрещена нормативными документами, действующими на территории Российской Федерации.

2. Данный способ позволяет проводить работы по усилению без остановки их функционального назначения, что позволяет сократить финансовые издержки, которые несомненно возникнут в результате остановки нормальной эксплуатации при проведении ремонтных работ.

3. После выполнения усиления аварийных монтажных сварных стыковых швов техническое состояние монтажных стыков станет работоспособным и покрытие здания будет безопасно функционировать в режиме нормальной эксплуатации.

Список литературы

1. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81* (с Изменениями № 1, № 2 и № 3, № 4 и № 5) [интернет]. Режим доступа: https://docs.cntd.ru/document/456069588
2. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. Москва: Стандартинформ; 2014.
3. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений [интернет]. Режим доступа: https://rbplit.ru/wp-content/uploads/2020/03/cp2.pdf
4. СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87 [интернет]. Режим доступа: https://docs.cntd.ru/document/1200097510?section=text
5. ГОСТ Р 55724-2013. Контроль неразрушающий. Соединения сварные. Методы ультразвуковые. Москва: Стандартинформ; 2014.

6. *Одесский П.Д., Ведяков И.И.* Сталь в строительных металлических конструкциях. Москва: Металлургиздат; 2018.
7. *Одесский П.Д., Ведяков И.И.* Ударная вязкость сталей для металлических конструкций. Москва: Интермет Инжиниринг; 2003.
8. *Одесский П.Д., Кулик Д.В.* Стали с высоким сопротивлением экстремальным воздействиям. Москва: Интермет Инжиниринг; 1999.
9. *Одесский П.Д., Ведяков И.И., Горпинченко В.М.* Предотвращение хрупких разрушений металлических строительных конструкций. Москва: Интермет Инжиниринг; 1998.
10. РД 03-606-03. Инструкция по визуальному и измерительному контролю. Москва: Федеральное государственное унитарное предприятие «Научно-технический центр по безопасности в промышленности Госгортехнадзора России»; 2004.
11. ГОСТ Р ИСО 17637-2014. Контроль неразрушающий. Визуальный контроль соединений, выполненных сваркой плавлением. Москва: Стандартинформ; 2015.
12. ГОСТ 3242-79. Соединения сварные. Методы контроля качества. Москва: Издательство стандартов; 1979.
13. ГОСТ 22727-88. Прокат листовой. Методы ультразвукового контроля. Москва: Издательство стандартов; 1988.
14. *Кретов Е.Ф.* Ультразвуковая дефектоскопия в энергомашиностроении (Методы и средства неразрушающего контроля). Санкт-Петербург: СВЕН; 2014.
15. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* (с Изменениями № 1, № 2 и № 3, № 4) [интернет]. Режим доступа: https://docs.cntd.ru/document/456044318
16. СП 294.1325800.2017. Конструкции стальные. Правила проектирования [интернет]. Режим доступа: https://docs.cntd.ru/document/456088764
17. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. Москва: Стандартинформ; 2015.

References

1. SP 16.13330.2017. Steel structures. Updated version of SNiP II-23-81* (with Changes No. 1, No. 2 and No. 3, No. 4 and No. 5) [internet]. Available at: https://docs.cntd.ru/document/456069588 (in Russsian).
2. State Standard 31937-2011. Buildings and constructions. Rules of inspection and monitoring of the technical condition. Moscow: Standartinform; 2014. (In Russian).
3. SP 13-102-2003. Rules for the inspection of load-bearing building structures of buildings and structures [internet]. Available at: https://rbplit.ru/wp-content/uploads/2020/03/cp2.pdf (in Russian).
4. SP 70.13330.2012. Load-bearing and separating constructions . Updated version of SNiP 3.03.01-87.5 [internet]. Available at: https://docs.cntd.ru/document/1200097510?section=text (in Russian).
5. State Standard R 55724-2013. Non-destructive testing. Welded joints. Ultrasonic methods. Moscow: Standartinform; 2014. (In Russian).
6. *Odessky P.D., Vedyakov I.I.* Steel in building metal structures. Moscow: Metallurgizdat Publ.; 2018. (In Russian).
7. *Odessky P.D., Vedyakov I.I.* Impact strength of steels for metal structures. Moscow: Intermet Inzhiniring Publ.; 2003. (In Russian).
8. *Odessky P.D., Kulik D.V.* Steels with high resistance to extreme influences. Moscow: Intermet Inzhiniring Publ.; 1999. (In Russian).
9. *Odessky P.D., Vedyakov I.I., Gorpinchenko V.M.* Prevention of brittle destruction of metal building structures. Moscow: Intermet Inzhiniring Publ.; 1998. (In Russian).
10. RD 03-606-03. Instructions for visual and measuring control. Moscow: Federal State Unitary Enterprise "Scientific and Technical Center for Industrial Safety of Gosgortehnadzor of Russia". (In Russian).
11. State Standard R ISO 17637-2014. Non-destructive testing of welds. Visual testing of fusion-welded joints. Moscow: Standartinform; 2015. (In Russian).
12. State Standard 3242-79. Welded joints. Quality control methods. Moscow: Publishing house of standards; 1979. (In Russian).

13. State Standard 22727-88. Rolled sheet. Ultrasonic test methods. Moscow: Publishing house of standards; 1988. (In Russian).
14. *Kretov E.F.* Ultrasonic flaw detection in power engineering (Methods and means of non-destructive testing). St. Petersburg: SVEN Publ.; 2014. (In Russian).
15. SP 20.13330.2016. Loads and actions. Updated version of SNiP 2.01.07-85* (with Changes No. 1, No. 2 and No. 3, No. 4) [internet]. Available at: https://docs.cntd.ru/document/456044318 (in Russian).
16. SP 294.1325800.2017. The construction of steel. Design rules [internet]. Available at: https://docs.cntd.ru/document/456088764 (in Russian).
17. State Standard 27751-2014. Reliability for constructions and foundations. General principles. Moscow: Standartinform; 2015. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Михаил Иосифович Фарфель✉**,** канд. техн. наук, заведующий лабораторией нормирования, реконструкции и мониторинга уникальных зданий и сооружений ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство»; доцент кафедры металлических и деревянных конструкций НИУ МГСУ, Москва
e-mail: farfelmi@yandex.ru
тел.: +7 (499) 170-10-87
Mikhail I. Farfel✉**,** Cand. Sci. (Engineering), Laboratory Head, Laboratory for Reconstruction, Standardization, and Monitoring of Unique Buildings and Structures, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction; Associate Professor, Department of Metal Structures, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow
e-mail: farfelmi@yandex.ru
тел.: +7 (499) 170-10-87

Сергей Викторович Гуров, инженер, заведующий лабораторией прочности проката соединений ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: x25xe@mail.ru
тел.: +7 (499) 174-77-77
Sergey V. Gurov. Engineer, Laboratory Head, Laboratory of the Strength of Rolled Joint Products, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: x25xe@mail.ru
tel: +7 (499) 174-77-77

Олег Владимирович Глазунов, инженер, заместитель заведующего лабораторией прочности проката соединений ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: oglazunov71@mail.ru
тел.: +7 (499) 174-77-77
Oleg V. Glazunov, Engineer, Deputy Head, Laboratory of the Strength of Rolled Joint Products, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: oglazunov71@mail.ru
tel.: +7 (499) 174-77-77

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 624.15; 624.139
https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-120-131 EDN: XYPKWY

ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ ПРОМЕРЗАЮЩЕГО ГРУНТА С ЦЕМЕНТНО-ПЕСЧАНЫМ РАСТВОРОМ БУРООПУСКНОЙ СВАИ

А.Г. АЛЕКСЕЕВ, канд. техн. наук
П.М. САЗОНОВ
С.П. СОРОКИНА✉

Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений (НИИОСП) им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Рязанский проспект, д. 59, г. Москва, 109428, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Буроопускной способ погружения свай является наиболее распространенным способом устройства фундаментов на многолетнемерзлых грунтах. Для снижения касательных сил морозного пучения пространство между поверхностью сваи и стенкой лидерной скважины в пределах слоя сезонного промерзания-оттаивания заполняется непучинистым песчаным грунтом. Такая технология усложняет процесс устройства буроопускной сваи. Существенным упрощением является заполнение пространства между сваей и грунтом цементно-песчаным раствором (ЦПР) на всю высоту сваи. Однако в настоящее время отсутствует методика расчета буроопускных свай на действие касательных сил морозного пучения при промерзании ЦПР.

Цель работы: разработка методики расчета буроопускных свай на действие касательных сил морозного пучения при промерзании ЦПР.

Материалы и методы. Проведен комплекс лабораторных испытаний, моделирующих процессы, происходящие в грунтах в холодный и теплый периоды устройства свай. Лабораторные испытания выполнены методом одноплоскостного среза по поверхности смерзания ЦПР с глинистыми грунтами, а также с материалом фундамента с постоянной скоростью согласно ГОСТ Р 56726-2015 со статистической обработкой данных согласно ГОСТ 20522-2012.

Результаты. В статье представлены результаты лабораторных исследований касательных сил морозного пучения, действующих при промерзании грунта и ЦПР на сваи с учетом различных факторов (показатель текучести глинистого грунта, температура испытаний). На основании полученных данных авторы предлагают методику расчета устойчивости буроопускных свай. Методика заключается в определении силы пучения на единицу площади путем сложения произведений долей глубины сезонного промерзания-оттаивания, полученных путем теплотехнических расчетов или по графикам, приведенным в статье, на касательные силы морозного пучения, полученные в лабораторных исследованиях.

Выводы. Выявленная методика позволяет повысить надежность и точность расчетов фундаментов, эффективность проектных решений оснований и фундаментов, а также привести к снижению трудоемкости процесса возведения буроопускных свай.

Ключевые слова: многолетнемерзлый грунт, буроопускная свая, касательные силы морозного пучения, несущая способность, цементно-песчаный раствор

Для цитирования: Алексеев А.Г., Сазонов П.М., Сорокина С.П. Взаимодействие промерзающего грунта с цементно-песчаным раствором буроопускной сваи. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2023;39(4):120–131. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-120-131

Вклад авторов
Алексеев А. Г. – научное руководство, написание статьи.
Сазонов П. М., Сорокина С. П. – участие в лабораторных исследованиях, написание статьи.

Финансирование
Статья написана в рамках выполнения НИОКР за счет финансирования ФАУ «ФЦС».

Конфликт интересов
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 27.10.2023
Поступила после рецензирования 16.11.2023
Принята к публикации 23.11.2023

FROST SOIL INTERACTION WITH THE CEMENT-SAND MORTAR OF A DRIVEN PRECAST PILE

A.G. ALEKSEEV, Cand. Sci. (Engineering)
P.M. SAZONOV
S.P. SOROKINA✉

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

Abstract

Introduction. The drilling method of pile driving represents the most common method of constructing foundations on permafrost soils. In order to reduce the tangential forces of frost heaving, the space between the pile surface and a leader well wall within the layer of seasonal freezing-thawing is filled with non-heaving sandy soil. This technology complicates the process of installing driven precast piles. In this case, a significant simplification involves filling the space between the pile and the soil with a cement-sand mortar (CSM) along the entire height of the pile. However, at present, no method is valid for calculating driven precast piles for the action of frost heaving tangential forces during CSM freezing.

Aim. To develop a methodology for calculating driven precast piles for the action of frost heaving tangential forces during CSM freezing.

Materials and methods. A set of laboratory tests, modeling the processes in soils during cold and warm pile installation periods, was carried out. Laboratory tests were performed using a method of a single-plane cut along the surface of a CSM freezing with clay soils, as well as with the foundation material at a constant rate in accordance with State Standard R 56726-2015 and statistical data processing according to State Standard 20522-2012.

Results. The article presents the results of laboratory studies on effects, caused by frost heaving tangential forces on piles during soil and CSM freezing, taking into account various factors (clay soil liquidity index, test temperature). Based on the obtained data, the authors propose a methodology for calculating the stability of driven precast piles. The method consists in determining the heaving force per unit area by adding the products of the seasonal freezing-thawing fractional depth, obtained by thermal engineering calculations or according to the plots, given in the article, by the tangential forces of frost heaving, obtained in laboratory studies.

Conclusions. The developed methodology improves the reliability and accuracy of foundation calculations, enhances the efficiency of base and foundation design solutions, and reduces the labor capacity of driven precast pile installation.

Keywords: permafrost soil, driven precast pile, frost heaving tangential forces, bearing capacity, cement-sand mortar

For citation: Alekseev A.G., Sazonov P.M., Sorokina S.P. Frost soil interaction with the cement-sand mortar of a driven precast pile. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction.* 2023;39(4):120–131. (In Russian). https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-120-131

Author contribution statements
Alekseev A.G. – scientific guidance, writing an article.
Sazonov P.M., Sorokina S.P. – participation in laboratory research, writing an article.

Funding
The article was written as part of the implementation of R&D at the expense of funding from the Federal Center for Regulation, Standardization and Technical Assessment in Construction (FAU "FCC").

Conflict of interest
The authors declare no conflict of interest.

Received 27.10.2023
Revised 16.11.2023
Accepted 23.11.2023

Введение

Одним из самых распространенных и универсальных способов устройства фундаментов на многолетнемерзлых грунтах является буроопускной способ погружения свай. Для снижения касательных сил морозного пучения пространство между поверхностью сваи и стенкой лидерной скважины от острия сваи до подошвы слоя сезонного промерзания-оттаивания заполняется раствором, а в пределах слоя сезонного промерзания-оттаивания – непучинистым песчаным грунтом [1]. В большинстве случаев такая технология усложняет процесс устройства буроопускной сваи из-за необходимости точного расчета объема раствора, заливаемого в скважину, необходимости наличия на площадке непучинистого песка, трудоемкости процесса по засыпке песка в узкое пространство между сваей и грунтом. Существенным упрощением является заполнение пазухи между сваей и лидерной скважиной раствором на всю высоту сваи. Однако в настоящее время отсутствует методика расчета буроопускных свай на действие касательных сил морозного пучения при промерзании цементно-песчаного раствора.

Для оценки касательных сил морозного пучения и разработки методики расчета устойчивости буроопускных свай при их действии проведен комплекс лабораторных испытаний, моделирующих процессы, происходящие в грунтах в холодный и теплый периоды устройства свай.

Методика проведения лабораторных экспериментов

Цементно-песчаный раствор в отличие от грунтовых растворов, которые применялись ранее, имеет в составе связующее вещество – цемент. Это означает, что для набора прочности раствора требуется длительное выдерживание при благоприятных для твердения температурах и влажности. В зависимости от начальной температуры грунта, раствора

и окружающей среды, а также от диаметра сваи и скважины допустимо предположить два возможных сценария замерзания/твердения ЦПР.

Первый реализуется при незначительном превышении диаметра скважины над диаметром сваи в промерзших грунтах сезонного промерзания-оттаивания в холодный период. Из-за чего раствор остывает быстрее, чем успевает набрать высокие прочностные характеристики. Гидратация цемента не происходит, и раствор замерзает. В результате вместо затвердевшего цементно-песчаного камня образуется замерзший цементно-песчаный камень. Несвязанная вода при этом обеспечивает смерзание по контактным поверхностям цементно-песчаного камня со сваей и природным грунтом. В дальнейшем будем рассматривать ЦПР в данном сценарии как *замерзший*.

Второй сценарий реализуется при устройстве сваи в благоприятных условиях для твердения раствора. Это теплый период года, когда температура воздуха не опускается ниже 5 °С (минимальная температура, при которой рассматривается набор прочности раствора) и (или) значительное превышение диаметра скважины над диаметром сваи, позволяющее за счет тепловыделения выдержать минимально требуемую для твердения температуру. Например, при использовании сваи из стальной трубы, для которой раствором заполняется и пространство между поверхностью сваи и стенкой лидерной скважины, а также внутреннее пространство сваи, значительное количество внесенного раствором тепла позволяет создать благоприятные условия твердения. В дальнейшем будем рассматривать ЦПР в данном сценарии как *затвердевший*.

На рис. 1 представлены описанные сценарии в графическом виде с описанием процессов, сопутствующих устройству буроопускной сваи в холодный и теплый периоды года.

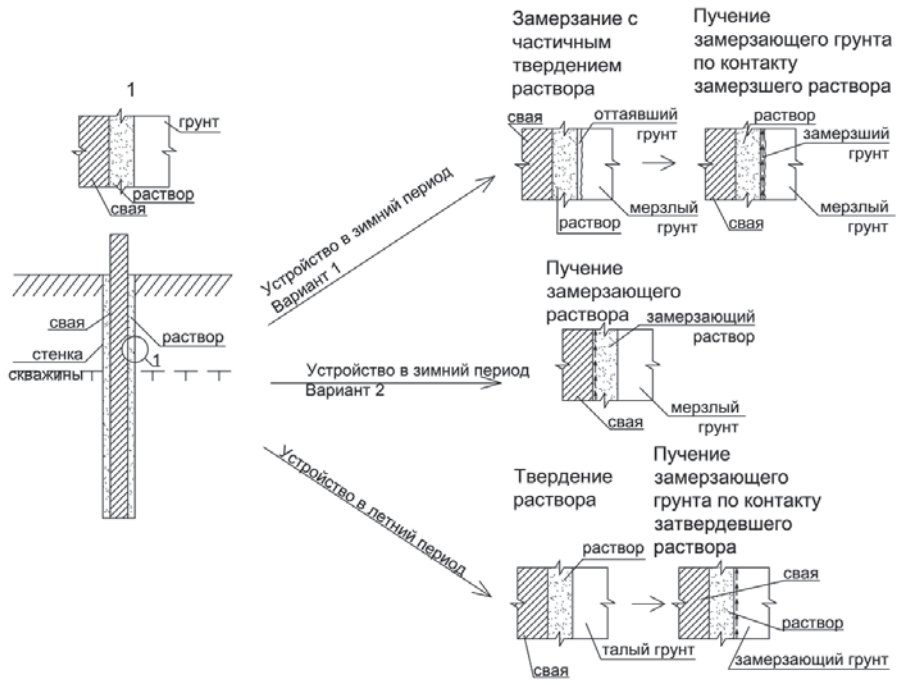


Рис. 1. Сценарии замерзания/твердения цементно-песчаного раствора
Fig. 1. Freezing/hardening scenarios of a cement-sand mortar

Исходя из принятых сценариев, лабораторные исследования проводились для трех возможных контактов:

– грунт – замерзший цементно-песчаный раствор (Г-ЗР);

– грунт – затвердевший цементно-песчаный раствор (Г-ТР);

– фундамент – замерзший цементно-песчаный раствор (Ф-ЗР).

Контакт фундамента и затвердевшего цементно-песчаного раствора в данной работе не рассматривался, так как пучение затвердевшего раствора невозможно.

Изучением методов оценки устойчивости фундамента при воздействии сил морозного пучения занимался ряд ученых начиная с 30-х годов XX века [2–4]. Данный вопрос актуален и по сей день [5, 6]. В основе метода определения касательных сил пучения грунта, описанного в ГОСТ Р 56726-2015 «Грунты. Метод лабораторного определения удельной касательной силы морозного пучения» [7], лежит положение о равенстве касательных сил пучения и так называемого устойчивого сопротивления сдвигу мерзлого грунта относительно модели фундамента ($\tau_{fh} = \tau_{yc}$).

Испытания проводились методом одноплоскостного среза по поверхности смерзания с постоянной скоростью для глинистых грунтов при различных показателях текучести, при двух вариантах подготовки образцов цементно-песчаного раствора (замерзший, затвердевший), трех значениях температуры (–1, –2, –6 °С), для бетонного исполнения свай. Всего выполнено 63 испытания.

Подбор представительного ряда глинистых грунтов различной консистенции (показатель текучести менее 0,25; от 0,25 до 0,5 и более 0,5) осуществлялся в соответствии с таблицей 7.8 СП 25.13330.2020 [1].

Результаты лабораторных исследований и анализ полученных данных

В ходе подготовки образцов замерзшего раствора наблюдалась миграция воды из раствора в мерзлый грунт, вызывающая деформации образца грунта из-за растепления, водонасыщения и повторного замерзания грунта. При этом у всех грунтов показатель текучести I_L значительно превысил 0,5, что не привело к единообразию результатов.

Для образцов затвердевшего раствора при продолжительном выдерживании отмечалась миграция воды в направление раствора из грунта, а также аналогичные значения касательных сил морозного пучения при одинаковых температурах, из чего было принято решение свести результаты испытаний образцов затвердевшего раствора с грунтами с различными показателями текучести к единому грунту с $I_L < 0{,}5$. Коэффициент вариации при этом меньше 0,3, что говорит о правомерности данных действий [8].

При подготовке образцов для испытаний «фундамент – затвердевший цементно-песчаный раствор» отмечено, что при замерзании цементно-песчаного раствора процесса пучения не возникало.

Расчетные значения касательных сил пучения с учетом доверительной вероятности $\alpha = 0{,}95$ приведены в табл. 1. Зависимость касательных сил морозного пучения τ_{fh} от температуры испытаний T приведена на рис. 2.

Таблица 1

Расчетные значения касательных сил пучения с учетом доверительной вероятности α = 0,95

Table 1

Calculated values of tangential heaving forces at a confidence probability α = 0.95

Тип контакта	Показатель текучести	Удельные касательные силы пучения τ_{fh} при температуре испытаний, кПа		
		-1 °C	-2 °C	-6 °C
грунт – замерзший цементно-песчаный раствор (Г-ЗР)	$I_L < 0,25$	68	83	143
	$0,25 < I_L < 0,5$	57	95	251
	$I_L > 0,5$	73	116	287
грунт – затвердевший цементно-песчаный раствор (Г-ТР)	$I_L < 0,5$	79	87	121
фундамент – замерзший цементно-песчаный раствор (Ф-ЗР)		45	53	84

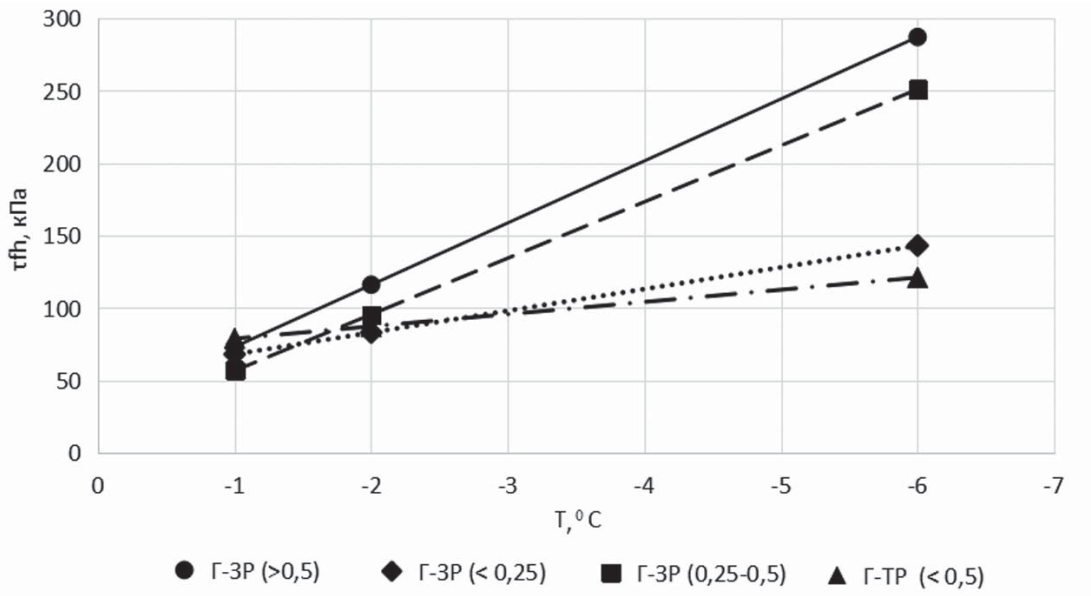


Рис. 2. Зависимость касательных сил морозного пучения (τ_{fh}) от температуры испытаний (*T*)
Fig. 2. Dependence of frost heaving tangential forces (τ_{fh}) on the test temperature (*T*)

Разработка методики расчета

Расчет фундаментов по устойчивости и прочности на воздействие силы морозного пучения производился с использованием лабораторных испытаний и разделением слоя сезонного промерзания оттаивания на участки согласно разделу 7.4 СП 25.13330.2020 [1]:

– от поверхности грунта до глубины, на которой зафиксирована температура –2 °С;

– мощность грунта в диапазоне температур от –1 до –2 °С;

– от нижней границы слоя сезонного промерзания-оттаивания до глубины, на которой зафиксирована температура –1 °С.

С целью определения участков слоя сезонного промерзания-оттаивания с различной отрицательной температурой в рамках работы выполнены теплотехнические расчеты в программном комплексе. Для определения распределения температуры и глубины слоя сезонного промерзания-оттаивания выбраны населенные пункты с различной среднегодовой температурой ($T_{ср.г.}$) от –2 до –11 °С. Краткая информация о населенных пунктах приведена в табл. 2.

Гистограммы значений мощностей слоев сезонного промерзания-оттаивания грунта представлены на рис. 3.

Наибольшие участки в диапазонах расчетных температур наблюдаются в марте. В районах, где среднегодовая температура ниже 6 °С, максимальное значение касательных сил морозного пучения прогнозируется в апреле, но к середине марта вся мощность сезонного промерзания-оттаивания находится при температуре не выше –0,8 °С.

Таблица 2

Исходные данные

Table 2

Initial data

№	1	2	3	4	5	6
Название	Сосново-Озерское	Салехард	Экимчан	Игарка	Норильск	Сусуман
Расположение	Республика Бурятия	Ямало-Ненецкий автономный округ	Амурская область	Краснояр-ский край	Краснояр-ский край	Магаданская область
$T_{ср.г}$	-1,97 °С	-4,22 °С	-5,02 °С	-6,21 °С	-7,98 °С	-10,42 °С

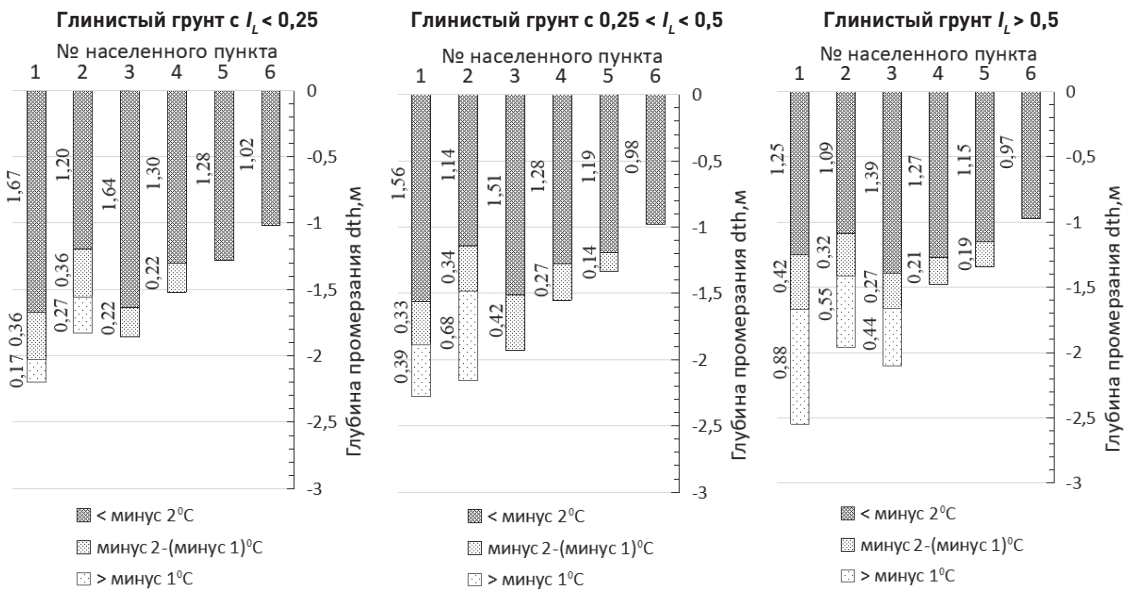


Рис. 3. Гистограммы распределений температур и мощностей слоя сезонного промерзания-оттаивания грунта. Порядковый номер населенного пункта представлен в табл. 2

Fig. 3. Distributions histograms for the temperature and thickness of the seasonal freezing-thawing soil layer. The settlement number is provided in Table 2

Позже ожидается только повышение сил смерзания уже вспучившегося грунта с поверхностью сваи и отсутствие дальнейшего пучения грунта при отсутствии притока воды.

Отношение мощностей участков слоя сезонного промерзания-оттаивания к полной мощности слоя сезонного промерзания-оттаивания для диапазонов температур ниже –2 °С; от –2 до –1 °С и выше –1 °С представлены на рис. 4–6 в процентах.

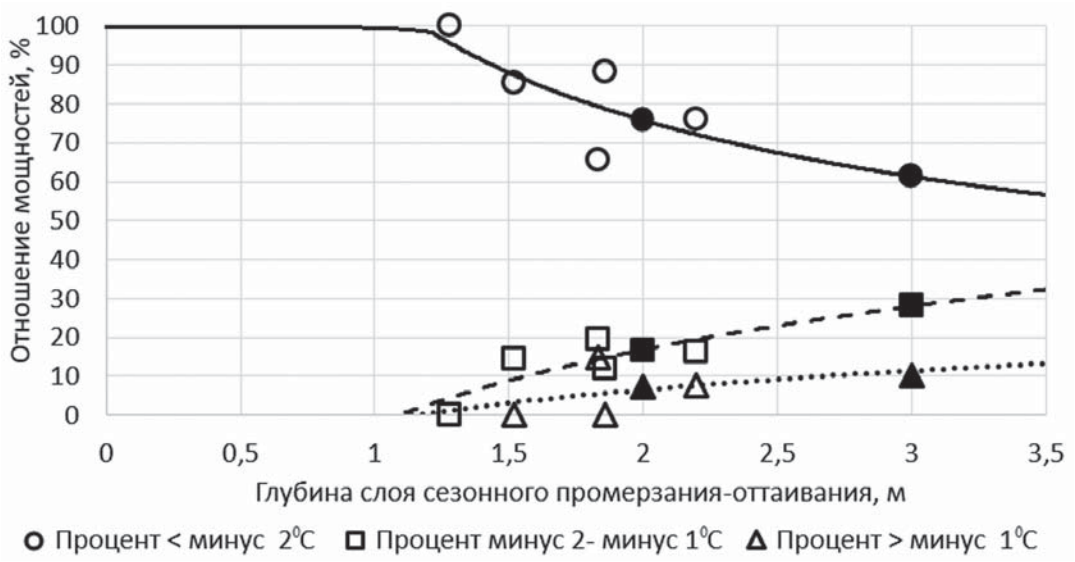


Рис. 4. Отношение мощностей участков слоя сезонного промерзания-оттаивания к полной мощности слоя сезонного промерзания-оттаивания для диапазонов температур в глинистых грунтах с I_L < 0,25

Fig. 4. Ratio of the sectional thickness of a seasonal freezing-thawing layer to its total thickness for temperature ranges in clay soils with I_L < 0.25

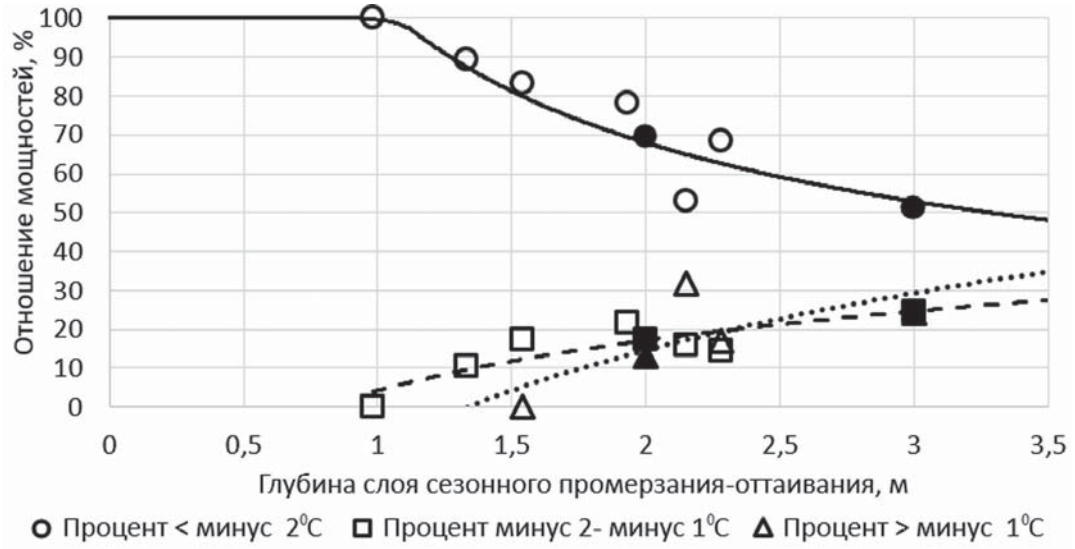


Рис. 5. Отношение мощностей участков слоя сезонного промерзания-оттаивания к полной мощности слоя сезонного промерзания-оттаивания для диапазонов температур в глинистых грунтах с 0,25 < I_L < 0,5

Fig. 5. Ratio of the sectional thickness of a seasonal freezing-thawing layer to its total thickness for temperature ranges in clay soils with 0.25 < I_L < 0.5

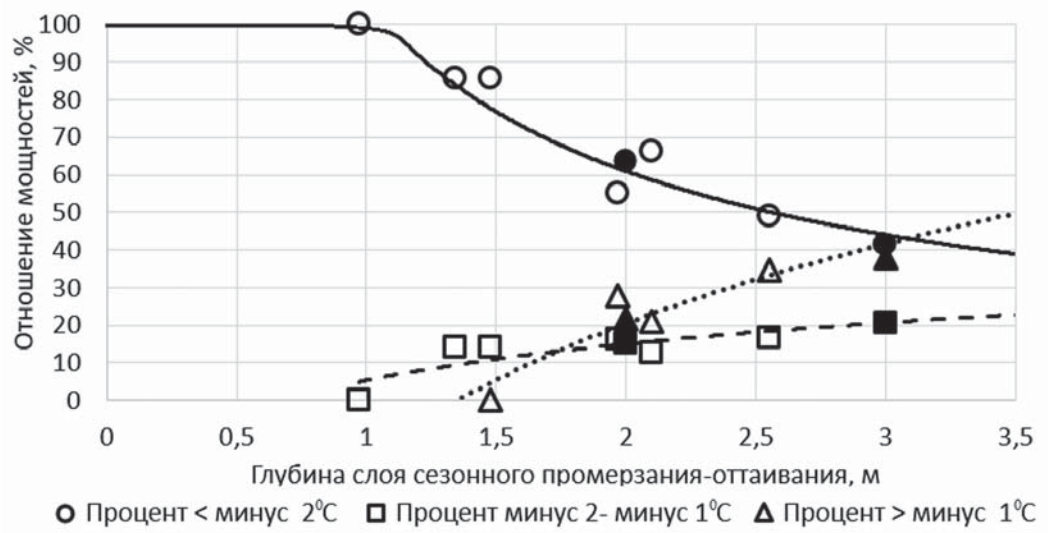


Рис. 6. Отношение мощностей участков слоя сезонного промерзания-оттаивания к полной мощности слоя сезонного промерзания-оттаивания для диапазонов температур в глинистых грунтах с I_L > 0,5
Fig. 6. Ratio of the sectional thickness of a seasonal freezing-thawing layer to its total thickness for temperature ranges in clay soils with I_L > 0.5

По данным графикам можно определить, какая процентная часть отведена каждому участку распределения температуры от полной глубины сезонного промерзания-оттаивания грунта.

В зависимости от периода возведения свай и глубины сезонного промерзания-оттаивания рекомендуется производить расчет касательных сил морозного пучения в соответствии с формулой 7.30 СП 25.13330.2020 [1] по контакту «раствор – грунт».

Значения удельных касательных сил пучения при глубине сезонного промерзания-оттаивания 1, 2 и 3 метра определялись путем сложения произведения долей глубины сезонного промерзания-оттаивания на касательные силы морозного пучения, полученные в лабораторных исследованиях. При использовании процентов мощностей участков, представленных на рис. 4–6, определение значения τ_{fh} осуществляется по формуле:

$$(\Delta_{(<-2\ °C)} \times \tau_{fh\,(-6)} + \Delta_{(-2\text{-}(-1)\ °C)} \times \tau_{fh\,(-2)} + \Delta_{(>-1\ °C)}\ \tau_{fh\,(-1)})/100\,\%, \quad (1)$$

где τ_{fh} – удельные касательные силы пучения, кПа, при температуре испытаний T, °С, принятые по табл. 1 и 2;

Δ – процент мощности участка, %, в соответствующем диапазоне температур hi.

Расчетные значения удельных касательных сил пучения при глубине сезонного промерзания-оттаивания 1, 2 и 3 метра приведены в табл. 3.

Таблица 3

Расчетные значения удельных касательных сил пучения при глубине сезонного промерзания-оттаивания с учетом доверительной вероятности α = 0,95

Table 3

Calculated values of specific tangential heaving forces for various depths of seasonal freezing-thawing, taking into account the confidence level α = 0.95

Глинистые грунты с показателем текучести	Поверхности	Значения τ_{fh}, кПа, при глубине сезонного промерзания-оттаивания d_{fh}, м		
		1,0	2,0	3,0
$I_L > 0,5$	Цементно-песчаный раствор (х)	287,0	215,0	170,5
$0,25 < I_L \leq 0,5$		251,0	198,6	165,7
$I_L \leq 0,25$		142,0	126,4	117,0
$I_L < 0,5$	Цементно-песчаный раствор (т)	121,0	109,5	102,4

Примечание: (х) – холодный период, где используются результаты испытаний касательных сил морозного пучения по контакту «грунт – замерзший цементно-песчаный раствор»; (т) – теплый период, где используются результаты испытаний касательных сил морозного пучения по контакту «грунт – затвердевший цементно-песчаный раствор».
Note: (c) – cold period, where the results of tests for frost heaving tangential forces on the "soil – frozen cement-sand mortar" contact are used; (w) – warm period, where the results of tests for frost heaving tangential forces on the "soil – hardened cement-sand mortar" contact are used.

Выводы

При устройстве буроопускных свай с использованием цементно-песчаного раствора для заполнения пространства между поверхностью сваи и стенкой лидерной скважины в многолетнемерзлых грунтах могут возникать касательные силы морозного пучения по контакту «раствор – грунт», зависящие от периода года устройства свай.

Лабораторные исследования выявили, что в неблагоприятных условиях для твердения раствора (зимний период) касательные силы морозного пучения выше, чем в благоприятных (летний период). Учитывая это, расчеты устойчивости фундаментов на воздействие касательных сил морозного пучения необходимо проводить для зимнего периода устройства свай.

Теплотехнические расчеты для трех интервалов консистенций глинистого грунта позволили определить зависимость глубины сезонного промерзания-оттаивания от среднегодовой температуры территории строительства, а также отношение мощностей участков слоя сезонного промерзания-оттаивания к полной мощности слоя сезонного промерзания-оттаивания для диапазонов температур ниже –2 °С; от –2 до –1 °С; от –1 °С и выше.

На основании отношения мощностей участков с различной температурой предложена методика для определения удельной касательной силы морозного пучения, действующей на сваю в слое сезонного промерзания-оттаивания, при использовании цементно-песчаного раствора в качестве заполнения пространства между поверхностью сваи и стенкой лидерной скважины.

В неблагоприятных условиях для твердения ожидаемая прочность цементно-песчаного раствора на контакте с грунтом и фундаментом ниже, чем у раствора, твердеющего в благоприятных условиях, из-за чего возникает необходимость при расчете устойчивости и прочности на воздействие силы морозного пучения проверять цементно-песчаный раствор на разрыв в уровне сезонного промерзания-оттаивания и полный отрыв цементно-песчаной обоймы от сваи.

Следует отметить, что при проектировании необходимо также учитывать конструкцию сваи и ее геометрические параметры, которые могут влиять на срок замерзания раствора после устройства свай. Срок нахождения раствора при положительной температуре следует определять теплотехническим расчетом.

Список литературы

1. СП 25.13330.2020. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Актуализированная редакция СНиП 2.02.04-88 [интернет]. Режим доступа: https://minstroyrf.gov.ru/docs/117292/
2. *Цытович Н.А.* К вопросу расчета свайных фундаментов сооружений, возводимых на вечной мерзлоте. Л.: Гипромез; 1928.
3. *Далматов Б.И.* О средней величине касательных сил пучения. В: Материалы по лабораторным исследованиям мерзлых грунтов. Москва: Изд-во АН СССР; 1953. Вып. I, с. 135–143.
4. *Далматов Б.И.* Механизированный балочный пресс системы Далматова-Минина. Москва; 1955.
5. *Чеверев В.Г., Алексеев А.Г.* Метод лабораторного определения удельной касательной силы морозного пучения (к проекту ГОСТ). В: Материалы Пятой конференции геокриологов России. Москва: Университетская книга; 2016, с. 138–142.
6. *Алексеев А.Г., Чеверев В.Г.* Определение касательной силы морозного пучения грунтов: рекомендации. Криосфера Земли. 2019;23(1):72–79. https://doi.org/10.21782/kz1560-7496-2019-1(72-79)
7. ГОСТ Р 56726-2015. Грунты. Метод лабораторного определения удельной касательной силы морозного пучения. Москва: Стандартинформ; 2016.
8. ГОСТ 20522-2012. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. Москва: Стандартинформ; 2013.

References

1. SP 25.13330.2020. Soil bases and foundations on permafrost soils. Updated version of SNiP 2.02.04-88 [internet]. Available at: https://minstroyrf.gov.ru/docs/117292/ (in Russian).
2. *Tsytovich N.A.* On the issue of calculating pile foundations of structures erected on permafrost. Leningrad: Gipromez; 1928. (In Russian).
3. *Dalmatov B.I.* On the average value of tangential heaving forces. In: Materials on laboratory studies of frozen soils. Moscow: Publishing House of the USSR Academy of Sciences; 1953. Issue I, pp. 135–143. (In Russian).
4. *Dalmatov B.I.* Mechanized beam press of the Dalmatov-Minin system. Moscow; 1955. (In Russian).
5. *Cheverev V.G., Alekseev A.G.* Method of laboratory determination of the specific tangential force of frost heaving (to the GOST project). In: Materials of the Fifth Conference of geocryologists of Russia. Moscow: Universitetskaya kniga; 2016, pp. 138–142. (In Russian).
6. *Alekseev A.G., Cheverev V.G.* Determination of the tangential force of frost heaving of soils: recommendations. Cryosphere of the Earth. 2019;23(1):72–79. (In Russian). https://doi.org/10.21782/kz1560-7496-2019-1(72-79)
7. State Standard R 56726-2015. Soils. Laboratory method for determine the specific tangential forces of frost heaving. Moscow: Standartinform Publ.; 2016. (In Russian).
8. State Standard 20522-2012. Soils. Statistical treatment of the test results. Moscow: Standartinform Publ.; 2013. (In Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Андрей Григорьевич Алексеев, канд. техн. наук, начальник центра геокриологических и геотехнических исследований, НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: adr-alekseev@yandex.ru
Andrei G. Alekseev, Cand. Sci. (Engineering), Head of the Center for Geocryological and Geotechnical Research, Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: adr-alekseev@yandex.ru

Павел Михайлович Сазонов, заведующий сектором проектирования и геокриологических исследований, лаборатория № 8, центр геокриологических и геотехнических исследований, НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: sazonov-pm@yandex.ru
Pavel M. Sazonov, Head of the Design and Geocryological Research Sector, Laboratory No. 8, Center for Geocryological and Geotechnical Research, Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: sazonov-pm@yandex.ru

Светлана Павловна Сорокина✉**,** инженер сектора проектирования и геокриологических исследований, лаборатория № 8, центр геокриологических и геотехнических исследований, НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: svetlana.sorokina.l@mail.ru
Svetlana P. Sorokina✉**,** Engineer of the Design and Geocryological Research Sector, Laboratory No. 8, Center for Geocryological and Geotechnical Research, Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: svetlana.sorokina.l@mail.ru

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 625.874.07-413:006.354
https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-132-142 EDN: ZOSAEQ

О ПЕРЕСМОТРЕ МЕЖГОСУДАРСТВЕННОГО СТАНДАРТА «ПЛИТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ДЛЯ ПОКРЫТИЯ ГОРОДСКИХ ДОРОГ»

Б.С. СОКОЛОВ[1], канд. техн. наук
В.А. ТИТАЕВ[1,2,✉], канд. техн. наук
В.А. НЕЩАДИМОВ[2], канд. техн. наук

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

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

Аннотация

Введение. За 38 лет с момента ввода ГОСТ 21924.Х-84 существенно скорректирована и дополнена нормативная база по проектированию и производству железобетонных изделий. В связи с этим авторами статьи разработан актуализированный межгосударственный стандарт на железобетонные плиты для покрытия городских дорог, учитывающий изменения в нормативной литературе.

Цель. Обоснование актуализации ГОСТ 21924.Х-84 и ознакомление специалистов по проектированию городских дорог и производству железобетонных плит для покрытия городских дорог с актуализированным ГОСТ 21924-2023.

Материалы и методы. Выполнен анализ действующих нормативных документов и материалов современных научных исследований в области материаловедения и конструирования дорожных плит. Изложены сведения об актуализированном межгосударственном стандарте ГОСТ 21924-2023 «Плиты железобетонные для покрытия городских дорог. Технические условия», в котором указаны правила и требования по конструированию, испытаниям и технологии изготовления железобетонных плит для покрытия городских автомобильных дорог.

Результаты. В результате пересмотра межгосударственного стандарта установлены обоснованные более строгие требования к бетону, расширен выбор арматурной стали для армирования дорожных плит в соответствии с ГОСТ 34028, а нагрузки для плит покрытия дорог приведены в соответствие с действующим ГОСТ 32960. Все четыре выпуска ГОСТ объединены в один документ. Изъяты из прежней редакции материалы по армированию, спецификации арматуры, а также указания по конструированию арматурных изделий. Расчет и конструирование арматурных элементов передается в проектные организации, которые будут разрабатывать решения по армированию плит на основании актуальных межгосударственных и национальных нормативных документов.

Выводы. Актуализированный стандарт конкретизирует технические требования и методы испытаний, правила приемки и методы контроля, что позволяет повысить качество заводского изготовления сборных железобетонных плит покрытия городских дорог и существенно увеличивает ресурс их долговечности.

Ключевые слова: железобетон, морозостойкость, водонепроницаемость, конструирование, испытание, приемка, методы контроля, плиты покрытия дорог

Для цитирования: Соколов Б.С., Титаев В.А., Нещадимов В.А. О пересмотре межгосударственного стандарта «Плиты железобетонные для покрытия городских дорог». *Вестник НИЦ «Строительство».* 2023;39(4): 132–142. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-132-142

Благодарности
Авторы выражают благодарность ведущему инженеру центра научно-технического сопровождения технически сложных объектов строительства НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство» М.В. Глушковой за помощь в решении вопросов, касающихся технологии бетонов и технологии изготовления железобетонных плит.

Вклад авторов
Соколов Б.С., Титаев В.А. – руководство работой, анализ современных методов по проектированию и заводскому производству железобетонных плит для покрытия городских дорог, подготовка рукописи статьи. Нещадимов В.А. – систематизация материалов исследования и оформление текста статьи.

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

Конфликт интересов
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 20.09.2023
Поступила после рецензирования 10.10.2023
Принята к публикации 23.11.2023

ON THE REVISION OF THE "REINFORCED CONCRETE SLABS FOR PAVEMENTS OF CITY ROADS" INTERSTATE STANDARD

B.S. SOKOLOV[1], Cand. Sci. (Engineering)
V.A. TITAEV[1,2,✉], Cand. Sci. (Engineering)
V.A. NESHCHADIMOV[2], Cand. Sci. (Engineering)

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

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

Abstract

Introduction. For 38 years since the introduction of State Standard 21924.X-84, the regulatory framework for the design and manufacturing of reinforced concrete products has been significantly adjusted and supplemented. In this regard, the authors of the present article have developed an updated interstate standard for reinforced concrete slabs of city road pavements, taking into account amendments in the regulatory literature.

Aim. To justify State Standard 21924.X-84 updating and present the updated State Standard 21924-2023 to specialists in the design of city roads and production of reinforced concrete slabs for city roads.

Materials and methods. The analysis of existing regulatory documents and materials of contemporary studies in the field of materials science and road slab design was carried out. The authors provided the information on the updated interstate standard State Standard 21924-2023 "Reinforced concrete slabs for pavements of city roads. Specifications", which specifies the rules and requirements for the design, testing and manufacturing technology of reinforced concrete slabs for city road pavements.

Results. The performed revision toughen the requirements for concrete, expanded the range of selecting the steel for the road slab reinforcement in accordance with State Standard 34028, and brought the road slab loads in line with the current State Standard 32960. All four State Standards editions are combined into one document. Reinforcing materials, reinforcement specifications, as well as instructions for the design of reinforcement products were removed from the previous edition. The calculation and design of reinforcement

elements is delegated to design organizations, which will develop solutions for the slab reinforcement based on relevant interstate and national regulatory documents.

Conclusion. The updated standard specifies the technical requirements and test methods, acceptance rules and monitoring methods, which improves the quality of precast reinforced concrete slabs for city road pavements and significantly increases their durability.

Keywords: reinforced concrete, frost resistance, water resistance, design, testing, acceptance, monitoring methods, road pavement slabs

For citation: Sokolov B.S., Titaev V.A., Neshchadimov V.A. On the revision of the "Reinforced concrete slabs for pavements of city roads" interstate standard. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction* 2023;39(4):132–142. (In Russian). https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-4(39)-132-142

Acknowledgments
The authors express their gratitude to the leading engineer of the Center for Scientific and Technical Support of Technically Complex Construction Facilities of the Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, M.V. Glushkova for assistance in solving issues, related to the technologies of concrete and reinforced concrete slab production.

Author contribution statements
Sokolov B.S., Titaev V.A. – work management, analysis of contemporary methods for the design and factory production of reinforced concrete slabs for city road pavements, manuscript preparation.
Neshchadimov V.A. – systematization of research materials and manuscript design.

Funding
The study was carried out within the framework of contractual works of JSC Research Center of Construction and Federal Center for Regulation, Standardization and Technical Assessment in Construction (FAU "FCC").

Conflict of interest
The authors declare no conflict of interest.

Received 20.09.2023
Revised 10.10.2023
Accepted 23.11.2023

Коллективом сотрудников НИИЖБ им. А. А. Гвоздева выполнена работа по актуализации ГОСТ 21924 «Плиты железобетонные для покрытий городских дорог. Технические условия».

Структура нормативного документа актуализированной редакции составлена на основании требований ГОСТ 1.5-2001 [1].

Актуализированный межгосударственный стандарт содержит 9 разделов и 4 приложения. Согласно первому разделу – «Область применения» – стандарт распространяется на железобетонные предварительно напряженные плиты и плиты с ненапрягаемой арматурой, изготовляемые из тяжелого бетона и предназначенные для устройства сборных покрытий постоянных и временных городских дорог под автомобильную нагрузку АК-11,5 и АК-10, и устанавливает требования к их изготовлению. Стандарт не распространяется на железобетонные плиты для внутренних автомобильных дорог промышленных предприятий, для внутрихозяйственных автомобильных дорог, а также на плиты многоразового использования для временных дорог на строительных площадках.

Стандарт пересмотрен в обеспечение требований ГОСТ 13015 [2], ГОСТ 26633 [3], ГОСТ 31384 [4].

Межгосударственный стандарт ГОСТ 21924 разработан с учетом требований Федерального закона от 30.12.2009 № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» [5], распространяется на железобетонные плиты покрытия городских дорог, предназначенные для применения в сухих и водонасыщенных грунтах, и устанавливает технические требования к бетону изделий и арматуре, к изготовлению, маркировке, приемке, транспортированию и хранению железобетонных плит для покрытия городских дорог.

Целью пересмотра ГОСТ 21924.0-84 [6], ГОСТ 21924.1-84 [7], ГОСТ 21924.2-84 [8], ГОСТ 21924.3-84 [9] является актуализация их положений в части технических условий на изготовление железобетонных плит для покрытия городских дорог в связи с обновлением нормативной базы по производству железобетонных конструкций.

При пересмотре ГОСТ [6–9] решены следующие задачи:

– откорректирована структура и положения стандарта в связи изменениями требований основополагающих стандартов ГОСТ 1.5 [1];

– уточнены требования к правилам обеспечения единства измерений в Российской Федерации, установленным Федеральным законом от 26.06.2008 № 102-ФЗ «Об обеспечении единства измерений» [10] и документами уполномоченных федеральных органов исполнительной власти.

Назначением класса бетона по прочности на сжатие обеспечивается только прочность плит в зависимости от автомобильной нагрузки, что недостаточно при применении плит в сухих и водонасыщенных грунтах, при расчетной температуре наружного воздуха (средней температуре воздуха наиболее холодной пятидневки района строительства согласно СП 131.13330.2020 [11]) до минус 40 °С включительно, в грунтах и грунтовых водах с неагрессивной степенью воздействия на железобетонные изделия. Для этого установлены требования по водонепроницаемости и морозостойкости, которые опосредованно защищают бетон от коррозии. Поэтому при пересмотре стандарта назначен определенный уровень по морозостойкости и водонепроницаемости, назначен класс бетона по прочности, гарантирующий обеспечение заданных морозостойкости и водонепроницаемости.

Кроме этого, одной из задач пересмотра межгосударственных стандартов [6–9] является также установление актуальных технических требований в связи с применением новых классов арматуры для армирования плит.

В разработанной редакции стандарта пересмотрена его структура. Ряд пунктов прежней редакции стандарта исключен.

В разделе 1 «Область применения» уточнено, что плиты для покрытия городских дорог являются сборными изделиями. Плиты проектируют и изготовляют под автомобильную нагрузку АК-11,5 и АК-10 по ГОСТ 32960 [12].

В разделе 2 «Нормативные ссылки» уточнен и расширен перечень используемых стандартов.

В раздел 3 «Термины, определения и сокращения» внесен ряд редакционных изменений.

Раздел 4 «Условные обозначения» поясняет структуру маркировки плит.

Положения разделов «Технические условия» ГОСТ [6–9] сведены в один документ с образованием двух разделов: раздел 5 «Форма и основные размеры» и раздел 6 «Технические требования»; текст существенно сокращен с внесением ряда изменений.

Раздел 5 «Форма и основные размеры» содержит требования к основным геометрическим параметрам плит и монтажных приспособлений.

Таблица

Основные параметры бетона плит

Table

Basic parameters of slab concrete

Параметр	Минимальное значение
Класс бетона по прочности на сжатие	B30
Класс бетона по прочности на растяжение при изгибе	$B_{tb}4{,}0$
Марка бетона по морозостойкости	F_2200
Марка по водонепроницаемости	W8

Примечание: Морозостойкость плит, эксплуатируемых при температуре воздуха наиболее холодной пятидневки ниже от –20 до –40 °С, следует принимать F_2300.
Note: Frost resistance of slabs, operated at an air temperature of the most cold five-day period below the range of (–20) – (–40)°C, should be taken as F_2300.

Раздел 6 «Технические требования» содержит перечень конструктивных и технологических требований, предъявляемых стандартами и другими нормативными документами к плитам, а также к материалам и арматурным изделиям, используемым для плит.

Уточнены требования для достижения заданных морозостойкости и водонепроницаемости бетона плит в соответствии с требованием ГОСТ 31384 [4].

Основные параметры бетона, представленные в таблице, назначены на основании требований к бетону изделий по прочности, морозостойкости и водонепроницаемости с учетом класса среды эксплуатации в соответствии с требованиями [4].

Раздел 7 «Правила приемки» переработан в соответствии с ГОСТ 13015 [2].

В раздел 8 «Методы контроля» внесен ряд редакционных изменений.

Раздел 9 «Маркировка, транспортирование и хранение» реструктурирован и сокращен.

В Приложении А (обязательном) в графической и табличной формах представлены типы и основные геометрические размеры плит.

В Приложениях Б и В (обязательных) представлены требования по испытанию плит, указаны контрольные нагрузки при испытании плит на прочность и трещиностойкость. Кроме того, приведены схемы армирования предварительно напряженных плит и плит без предварительного напряжения.

В Приложении Г (обязательном) приведены схемы монтажно-стыковых изделий.

В текст Приложений Б, В и Г спецификации и выборки арматурной стали по ГОСТ [7–9] не включены. Процесс проектирования арматурных элементов: каркасов, сеток и отдельных арматурных элементов железобетонных плит – передан в проектные организации. В актуализированном ГОСТ нет жесткой привязки между маркой плиты и расходом, а также диаметрами арматурной стали.

Актуализированная редакция ГОСТ одобрена и рекомендована к утверждению на заседании научно-технического совета НИИЖБ им. А. А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство».

В ходе состоявшегося публичного обсуждения актуализированного ГОСТ получены в основном предложения редакционного характера, которые в большинстве были частично или полностью учтены.

Наибольшее количество предложений поступило от Федерального дорожного агентства (РОСАВТОДОР). Основной блок предложений о внесении изменений в актуализированный

ГОСТ 21924 касался замены стандартов ГОСТ 8267 [13] на ГОСТ 32703 [14]; ГОСТ 8736 [15] на ГОСТ 32824 [16] и ГОСТ 32730 [17]. Данные предложения были отклонены в связи с тем, что в стандартах [14, 16, 17] отсутствует ряд требований к материалам, гарантирующим обеспечение долговечности бетонных изделий, отвечающей требованиям ГОСТ 27751 [18].

Железобетонные изделия, в частности плиты железобетонные для покрытий городских дорог, в процессе эксплуатации подвергаются воздействию различных как внешних (истирание поверхности бетона плит от автомобильных колес, омывание и насыщение водными растворами антиобледенителей при попеременном замораживании и оттаивании в холодное время года), так и внутренних факторов: состав бетона и качество составляющих материалов, определяющее эксплуатационные свойства бетона (морозостойкость, водонепроницаемость), химический состав цемента (в частности, содержание C_3A, определяющее вероятность возникновения сульфоалюминатной коррозии при контакте с сульфатами; содержание щелочей и т. д.), содержание аморфного кремнезема в заполнителях, которые оказывают значительное влияние на их долговечность. При этом даже небольшие отклонения от нормируемых допусков в технологии производства железобетонных изделий, изменение химико-минералогического состава используемых материалов, а также ухудшение условий эксплуатации могут привести к значительному снижению долговечности.

Наблюдения за состоянием изделий позволили выявить, что разрушения могут вызываться процессами, возникающими внутри тела бетона при взаимодействии щелочей цемента с аморфным кремнеземом, содержащимся в заполнителе. Скорость процессов внутренней коррозии и вызываемых ею изменений структуры бетона может быть различной и зависит от ряда факторов: содержание щелочей в цементе, вид реакционноспособных составляющих в заполнителях, температурно-влажностные условия их твердения и эксплуатации.

В статье [19] представлено описание процесса внутренней коррозии бетона, возникающей при взаимодействии компонентов бетона без обменных реакций с внешней средой. Наиболее распространенным процессом внутренней коррозии является взаимодействие щелочей цемента и химических добавок с диоксидом кремния из состава заполнителей реакции щелочей с кремнеземом.

В п. 4.22 ГОСТ 8269.0-97 [20] определены последовательные этапы по определению реакционной способности горной породы и щебня (гравия): «Реакционную способность (РС) горной породы, щебня (гравия) характеризуют наличием минералов, содержащих растворимый в щелочах кремнезем. Реакционную способность (РС) определяют *методами: минералого-петрографическим* – на стадии разведки месторождения и для оценки горных пород и щебня для использования их в качестве сырья для производства заполнителей бетонов, при этом определяют наличие потенциально реакционноспособных пород и минералов (ПРС); *химическими* – в случае обнаружения наличия ПРС пород и минералов для оценки количественного содержания в них растворимого в щелочах кремнезема; *ускоренным с измерением деформаций бетонов* – для определения возможности проявления щелочной коррозии бетонов в случае, когда количественное содержание растворимого в щелочах кремнезема превышает установленные нормативные значения; *непосредственным испытанием образцов бетонов* – для определения возможности проявления щелочной коррозии бетона в случае, когда относительные деформации расширения образцов бетона, определенные ускоренным методом, превышают установленные значения».

Требования к горным породам отражены в п. 4.8.2 ГОСТ 8267 [13]: «Щебень и гравий должны быть стойкими к воздействию окружающей среды. Щебень и гравий, предназначенные для применения в качестве заполнителей для бетонов, должны обладать стойкостью к химическому воздействию щелочей цемента. Стойкость щебня и гравия определяют по минералого-петрографическому составу исходной горной породы и содержанию вредных компонентов и примесей, снижающих долговечность бетона и вызывающих коррозию арматуры железобетонных изделий и конструкций».

В стандарте ГОСТ 32703 [14] присутствуют ссылки на ГОСТ 33031-2014 «Дороги автомобильные общего пользования. Щебень и гравий из горных пород. Определение минералого-петрографического состава» [21] и ГОСТ 33050-2014 «Дороги автомобильные общего пользования. Щебень и гравий из горных пород. Определение реакционной способности горной породы и щебня (гравия)» [22], в которых представлены указания в виде выборочных цитирований из ГОСТ 8269.0-97 [20], не раскрывающих полноту исследований в области оценки реакционной способности горной породы и щебня.

Аналогичное указание есть в стандарте на песок ГОСТ 8736 [15] п. 4.2.14 «Песок, обогащенный песок и фракционированный песок, предназначенные для применения в качестве заполнителей для бетонов, должны обладать стойкостью к химическому воздействию щелочей цемента». В ГОСТ 32730 [17] и ГОСТ 32824 [16] данные требования отсутствуют.

Кроме того, требования ГОСТ 26633 [3] к материалам для бетонов, в частности указанные для щебня по ГОСТ 8267 [13] и песка по ГОСТ 8736 [15], должны выполняться и для бетона дорожных изделий, поэтому исключить из актуализированного ГОСТ 21924 стандарты ГОСТ 8267 [13] и ГОСТ 8736 [15] при действующей нормативной базе не представляется возможным.

В НИИЖБ им. А. А. Гвоздева проведены исследования с целью оценки возможности использования щебня по ГОСТ 32703 [14] для производства бетонов общегражданского строительства [23]. Авторы отмечают, что «Потенциальной проблемой может быть использование в составах бетонных смесей щебня по ГОСТ 32703 с избыточным содержанием зерен фракции < 5 мм совместно с крупными песками и песками повышенной крупности, однако подобный риск существует и при использовании щебня по ГОСТ 8267. Необходимо подчеркнуть, что результаты настоящей работы получены при сравнении между собой бетонов, изготовленных с использованием щебней с примерно равным содержанием зерен пластинчатой и игловатой формы. Контроль этого показателя при использовании щебня по ГОСТ 32703 должен осуществляться с повышенным вниманием, с учетом рисков недооценки показателя при использовании метода рассева на щелевидных ситах, особенно фракций с малым размером зерен».

Вопросу влияния крупного заполнителя на модуль упругости бетона уделено внимание в работе И. П. Павловой [24]. Экспериментальным исследованиям закономерностей влияния размерно-геометрических параметров щебня на потенциал сопротивления бетонов разрушению посвящена работа А. И. Макеева и Е. М. Чернышова [25].

Статья С. А. Зенина, К. Л. Кудякова и О. В. Кудинова [26] посвящена экспериментальным исследованиям оценки влияния крупного заполнителя по ГОСТ 32703 [14] на прочностные и деформативные свойства железобетонных конструкций в сравнении с железобетонными конструкциями, выполненными из бетона на крупном заполнителе по ГОСТ 8267 [13]. Авторы пришли к выводу, что замена крупного заполнителя, изготовленного по ГОСТ 8267,

на заполнитель, изготовленный по ГОСТ 32703, в изгибаемых железобетонных конструкциях практически не оказывает влияния на прочность нормальных и наклонных сечений. Экспериментальные значения прогибов при нагрузках, приближенных к разрушающим, имеют расхождение 13–23 %, при этом прогибы образцов со щебнем по ГОСТ 32703 не превышают аналогичных значений у образцов со щебнем по ГОСТ 8267.

Авторы приведенных статей едины в том, что исследования в области прочности и деформативности бетона при различных подходах к нормированию инертных заполнителей следует продолжить. Ввиду многофакторности в решении поставленной задачи, а именно в оценке влияния инертных заполнителей бетона на его прочность и деформативные свойства, следует выполнить ряд НИОКР, охватывающих всю гамму проблем для применения щебня и гравия по ГОСТ 8267 [13] или ГОСТ 32703 [14], песка по ГОСТ 8736 [15] или ГОСТ 32730 [17]. Исследования должны поставить точку в этом вопросе: либо объединить область их применения (и ряд стандартов упразднить), либо дать четкие границы применимости каждого.

Представляется, что актуализированный ГОСТ 21924 будет способствовать более качественному проектированию и изготовлению железобетонных плит для покрытия городских дорог.

Список литературы

1. ГОСТ 1.5-2001. Стандарты межгосударственные, правила и рекомендации по межгосударственной стандартизации. Общие требования к построению, изложению, оформлению, содержанию и обозначению. Москва: Стандартинформ; 2010.
2. ГОСТ 13015-2012. Изделия бетонные и железобетонные для строительства. Общие технические требования. Правила приемки, маркировки, транспортирования и хранения. Москва: Стандартинформ; 2018.
3. ГОСТ 26633-2015. Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия. Москва: Стандартинформ; 2019.
4. ГОСТ 31384-2017. Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. Общие технические требования. Москва: Стандартинформ; 2018.
5. Федеральный закон «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» от 23 декабря 2009 года № 384-ФЗ [интернет]. Консультант Плюс. Режим доступа: https://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_95720
6. ГОСТ 21924.0-84. Плиты железобетонные для покрытий городских дорог. Технические условия [интернет]. Режим доступа: https://docs.cntd.ru/document/901707157
7. ГОСТ 21924.1-84. Плиты железобетонные предварительно-напряженные для покрытий городских дорог. Конструкция и размеры [интернет]. Режим доступа: https://docs.cntd.ru/document/901707158
8. ГОСТ 21924.2-84. Плиты железобетонные с ненапрягаемой арматурой для покрытий городских дорог. Конструкция и размеры [интернет]. Режим доступа: https://docs.cntd.ru/document/901707159
9. ГОСТ 21924.3-84. Плиты железобетонные для покрытий городских дорог. Арматурные и монтажно-стыковые изделия. Конструкция и размеры [интернет]. Режим доступа: https://docs.cntd.ru/document/901707160
10. Федеральный закон «Об обеспечении единства измерений» от 26 июня 2008 года № 102-ФЗ [интернет]. Консультант Плюс. Режим доступа: https://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_77
11. СП 131.13330.2020. Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99* [интернет]. Режим доступа: https://docs.cntd.ru/document/573659358
12. ГОСТ 32960-2014. Дороги автомобильные общего пользования. Нормативные нагрузки, расчетные схемы нагружения. Москва: Стандартинформ; 2019.
13. ГОСТ 8267-93. Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия. Москва: Стандартинформ; 2018.

14. ГОСТ 32703-2014. Дороги автомобильные общего пользования. Щебень и гравий из горных пород. Технические требования. Москва: Стандартинформ; 2019.
15. ГОСТ 8736-2014. Песок для строительных работ. Технические условия. Москва: Стандартинформ; 2019.
16. ГОСТ 32824-2014. Дороги автомобильные общего пользования. Песок природный. Технические требования. Москва: Стандартинформ; 2019.
17. ГОСТ 32730-2014. Дороги автомобильные общего пользования. Песок дробленный. Технические требования. Москва: Стандартинформ; 2019.
18. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. Москва: Стандартинформ; 2019.
19. *Розенталь Н.К., Любарская Г.В.* Коррозия бетона при взаимодействии щелочей с диоксидом кремния заполнителя. Бетон и железобетон. 2012;(1):50–60.
20. ГОСТ 8269.0-97. Щебень и гравий из плотных горных пород и отходов промышленного производства для строительных работ. Методы физико-механических испытаний. Москва: Стандартинформ; 2018.
21. ГОСТ 33031-2014. Дороги автомобильные общего пользования. Щебень и гравий из горных пород. Определение минералого-петрографического состава. Москва: Стандартинформ; 2015.
22. ГОСТ 33050-2014. Дороги автомобильные общего пользования. Щебень и гравий из горных пород. Определение реакционной способности горной породы и щебня (гравия). Москва: Стандартинформ; 2019.
23. *Фаликман В.Р., Сиротин П.Н.* Оценка возможности использования щебня по ГОСТ 32703 для производства бетонов общегражданского строительства. Вестник НИЦ «Строительство». 2022;33(2):194–212. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-2(33)-194-212
24. *Павлова И.П.* О влиянии заполнителей на модуль упругости бетона. В: Напрягающие цементы, бетоны и самонапряженные конструкции: сборник трудов Международной научно-практической конференции, Брест, 18–20 декабря 2000 г. Брест: БрГТУ; 2000, с. 164–170.
25. *Макеев А.И., Чернышов Е.М.* Экспериментальные исследования закономерностей влияния размерно-геометрических параметров щебня на потенциал сопротивления бетонов разрушению. Строительство и реконструкция. 2018;(2):122–132.
26. *Зенин С.А., Кудяков К.Л., Кудинов О.В.* Оценка влияния бетонов на заполнителях по ГОСТ 32703-2014 на прочностные и деформативные свойства изгибаемых железобетонных конструкций. Бетон и железобетон. 2022;(1):10–16. https://doi.org/10.31659/0005-9889-2022-609-1-10-16

References

1. State Standard 1.5-2001. Interstate System for Standardization. Interstate standards, rules and recommendations on interstate standardization. General requirements for structure, drafting, presentation, content and indication. Moscow: Standartinform Publ.; 2010. (In Russian).
2. State Standard 13015-2012. Concrete and reinforced concrete products for construction. General technical requirements. Rules for acceptance, marking, transportation and storage. Moscow: Standartinform Publ.; 2018. (In Russian).
3. State Standard 26633-2015. Normal-weight and sand concretes. Specifications. Moscow: Standartinform Publ.; 2019. (In Russian).
4. State Standard 31384-2017. Protection of concrete and reinforced concrete structures against corrosion. General technical requirements. Moscow: Standartinform Publ.; 2018. (In Russian).
5. Federal Law "Technical Regulations on the safety of buildings and structures" dated December 23, 2009 No. 384-FZ [internet]. Consultant Plus. Available at: https://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_95720 (in Russian).
6. State Standard 21924.0-84. Reinforced concrete slabs for pavements of city roads. Specifications [internet]. Available at: https://docs.cntd.ru/document/901707157 (in Russian).
7. State Standard 21924.1-84. Reinforced concrete prestressed slabs for pavewents ot city roads. Structure and dimensions [internet]. Available at: https://docs.cntd.ru/document/901707158 (in Russian).
8. State Standard 21924.2-84. Reinforced concrete slabs of unstressed fittings for pavements of city roads. Structure and dimensions [internet]. Available at: https://docs.cntd.ru/document/901707159 (in Russian).
9. State Standard 21924.3-84. Reinforced concrete slabs for pavements of city roads. Structure fittings products. Structure and dimensions [internet]. Available at: https://docs.cntd.ru/document/901707160 (in Russian).

10. Federal Law "On Ensuring the Uniformity of Measurements" dated June 26, 2008 No. 102-FZ [internet]. Consultant Plus. Available at: https://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_77 (in Russian).
11. SP 131.13330.2020. Building climatology. Updated version of SNiP 23-01-99* [internet]. Available at: https://docs.cntd.ru/document/573659358 (in Russian).
12. State Standard 32960-2014. Automobile roads of general use. Traffic load models, application of the load models. Moscow: Standartinform Publ.; 2019. (In Russian).
13. State Standard 8267-93. Crushed stone and gravel of solid rocks for construction works. Specifications. Moscow: Standartinform Publ.; 2018. (In Russian).
14. State Standard 32703-2014. Automobile roads of general use. Crushed stone and gravel from rocks. Technical requirements. Moscow: Standartinform Publ.; 2019. (In Russian).
15. State Standard 8736-2014. Sand for construction works. Specifications. Moscow: Standartinform Publ.; 2019. (In Russian).
16. State Standard 32824-2014. Automobile roads of general use. Natural sand. Specifications. Moscow: Standartinform Publ.; 2019. (In Russian).
17. State Standard 32730-2014. Automobile roads of general use. Crushed sand. Specifications. Moscow: Standartinform Publ.; 2019. (In Russian).
18. State Standard 27751-2014. Reliability for constructions and foundations. General principles. Moscow: Standartinform Publ.; 2019. (In Russian).
19. *Rosenthal N.K., Lyubarskaya G.V.* Corrosion of concrete in the interaction of alkalis with silica filler. Beton i zhelezobeton = Concrete and Reinforced Concrete. 2012;(1):50–60. (In Russian).
20. State Standard 8269.0-97. Mauntainous rock road-metal and gravel, industrial waste products for construction works methods of physical and mechanical tests. Moscow: Standartinform Publ.; 2018. (In Russian).
21. State Standard 33031-2014. Automobile roads of general use. Crushed stone and gravel from rocks. Determination of the mineralogical-petrographic composition. Moscow: Standartinform Publ.; 2015. (In Russian).
22. State Standard 33050-2014. Automobile roads of general use. Crushed stone and gravel from rocks. Determination of reactivity of rock and aggregates (gravel). Moscow: Standartinform Publ.; 2019. (In Russian).
23. *Falikman V.R., Sirotin P.N.* Prospects of using crushed stone in accordance with GOST 32703 to produce concrete for general civil construction. Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2022;33(2):194–212. (In Russian). https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-2(33)-194-212
24. *Pavlova I.P.* On the influence of aggregates on the modulus of elasticity of concrete. In: Tensioning cements, concretes and self-stressed structures: proceedings of the International Scientific and Practical Conference, Brest, December 18-20, 2000. Brest: Brest State Technical University; 2000, pp. 164–170. (In Russian).
25. *Makeev A.I., Chernyshov E.M.* Experimental investigations of the regularities of influence of dimensional-geometric parameters of the crusher and the potential of concrete resistance to destruction. Stroitel'stvo i rekonstruktsiya = Building and Reconstruction. 2018;(2):122–132. (In Russian).
26. *Zenin S.A., Kudyakov K.L., Kudinov O.V.* Evaluation of the influence of concretes on aggregates according to GOST 32703-2014 on the strength and deformative properties of bent reinforced concrete structures. Beton i zhelezobeton = Concrete and Reinforced Concrete. 2022;609(1):10–16. (In Russian). https://doi.org/10.31659/0005-9889-2022-609-1-10-16

Информация об авторах / Information about the authors

Борис Сергеевич Соколов, канд. техн. наук, заведующий лабораторией тонкостенных и пространственных конструкций НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: moo-shell@mail.ru
тел.: +7 (499) 174-74-80
Boris S. Sokolov, Cand. Sci. (Engineering), Laboratory Head, Laboratory for Thin-Walled and Spatial Structures, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: moo-shell@mail.ru
tel.: +7 (499) 174-74-80

Виталий Александрович Титаев✉**,** канд. техн. наук, доцент, ведущий научный сотрудник лаборатории тонкостенных и пространственных конструкций НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство»; доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций НИУ МГСУ, Москва
e-mail: titaev@bk.ru
тел.: +7 (499) 174-74-92
Vitaly A. Titaev✉**,** Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, Leading Researcher, Laboratory of the Thin-Walled and Spatial Structures, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction; Associate Professor, Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow
e-mail: titaev@bk.ru
tel.: +7 (499) 174-74-92

Виктор Александрович Нещадимов, канд. техн. наук, старший преподаватель кафедры железобетонных и каменных конструкций НИУ МГСУ, Москва
e-mail: NeschadimovVA@gic.mgsu.ru
тел.: +7 (969) 100-47-97
Victor A. Neshchadimov, Cand. Sci. (Engineering), Senior Lecturer, Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow
e-mail: NeschadimovVA@gic.mgsu.ru
tel.: +7 (969) 100-47-97

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

МИНСТРОЙ РОССИИ

НИЦ строительство
научно-исследовательский центр

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко
НИИЖБ им. А.А. Гвоздева
НИИОСП им. Н.М. Герсеванова

II МЕЖДУНАРОДНЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ КОНГРЕСС

Наука и инновации

forum-cstroy.ru

Москва
24–26 апреля 2024

АО «НИЦ «Строительство» —
это более чем 95-летний опыт исследований и достижений в области строительной науки.

Мы – команда единомышленников, способных реализовать сложнейшие инженерные проекты.

АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО» ПРЕДЛАГАЕТ ВЕСЬ СПЕКТР ИНЖИНИРИНГОВЫХ УСЛУГ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА

- ПРОЕКТИРОВАНИЕ
- ЭКСПЛУАТАЦИЯ
- ИЗЫСКАНИЯ
- СТРОИТЕЛЬСТВО

УЧЕБНЫЙ ЦЕНТР

АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

НИЦ строительство
научно-исследовательский центр

ЦНИИПСК | НИИЖБ | НИИОСП

С 1927 ГОДА
95 ЛЕТ

повысить квалификацию специалистов и экспертов

пройти **обучение в аспирантуре**

подготовить **диссертацию в докторантуре**

защитить диссертацию на соискание ученой степени **кандидата наук,** на соискание ученой степени **доктора наук**

Учебный центр АО «НИЦ «Строительство» приглашает вас:

г. Москва,
2-я Институтская ул., д. 6

+7 (499) 174-73-84 | +7 (499) 174-73-80

www.cstroy.ru

motorina@cstroy.ru | smirnova@cstroy.ru

АО «НИЦ «Строительство» проводит подготовку специалистов на курсах повышения квалификации по очной и заочной формам:

- в области инженерных изысканий
- в области проектирования
- в области строительства
- по уникальным программам АО «НИЦ «Строительство»
- разработка индивидуальных программ обучения и учебно-тематических планов

Преподавательский состав **Учебного центра**

- лекции читают академики, действующие члены и члены-корреспонденты РААСН, лауреаты Премий Правительства РФ, заслуженные деятели науки и техники РФ, доктора и кандидаты технических наук
- учебный класс рассчитан на обучение до 75 человек одновременно. Оснащен системой кондиционирования и видеонаблюдения

ФОРМЫ ПОДГОТОВКИ ДИССЕРТАЦИИ В АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

Набор в аспирантуру и докторантуру АО «НИЦ «Строительство» проводится по направлению **08.06.01** «Техника и технология строительства» по направлениям:

2.1.1	«Строительные конструкции, здания и сооружения»
2.1.2	«Основания и фундаменты, подземные сооружения»
2.1.5	«Строительные материалы и изделия»

В АО «НИЦ «Строительство» работает совет по защите диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук.

Защита диссертаций проводится по следующим научным специальностям:

2.1.1	«Строительные конструкции, здания и сооружения»
2.1.2	«Основания и фундаменты, подземные сооружения»
2.1.5	«Строительные материалы и изделия»

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ЖУРНАЛ «БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН»

Журнал **«Бетон и железобетон»** – научно-техническое рецензируемое издание для профессионалов-строителей, архитекторов, инженеров, проектировщиков, всех работников строительного комплекса, а также для индивидуальных застройщиков. Издается с 1955 г. В журнале публикуются материалы о новых конструктивных и планировочных решениях, прогрессивных строительных материалах, о теплосберегающих технологиях и конструкциях, об экономике жилищно-гражданского строительства, проблемах архитектуры, градостроительства, сельского строительства, экологии жилища.

Журнал публикует подробные тематические исследования, обзорные статьи, информирующие об открытиях и новациях в мире бетонных технологий.

Учредитель: Ассоциация «Железобетон».

Издатель: АО «НИЦ «Строительство».

Журнал зарегистрирован Федеральной службой по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций (Роскомнадзор). Свидетельство о регистрации печатного издания ПИ № ФС 77-76959 от 09.10.2019

Журнал зарегистрирован в Национальном центре ISSN (International Standard Serial Number): печатное – 0005-9889.

Журнал издается на платформе Elpub Национального консорциума российских библиотек (НЭИКОН). Входит в систему РИНЦ (Российский индекс научного цитирования) на платформе eLIBRARY.ru.

Основан: Институт НИИЖБ Госстроя СССР и ВНИИжелезобетон Минстройматериалов СССР.

Тираж печатного издания – 300 экземпляров.

Периодическое печатное издание (6 раз в год).

Подробная информация на сайте **bzhb.ru**

Подписной индекс ООО «АРЗИ» – **85502**.

Приглашаем к сотрудничеству ученых, аспирантов, исследователей!

Адрес редакции: г. Москва, 2-я Институтская, дом 6, корпус 1, кабинет 115
Тел. редакции: +7(495)602-00-70 доб. 1022, 1023
Выпускающий редактор – Починина Наталья
e-mail: pochininane@cstroy.ru

Научное издание

Вестник НИЦ «Строительство»
Вып. 4(39) 2023

Редактор выпуска Починина Н.Е.
Компьютерная верстка Чорненький С.И.

Дата выхода в свет: 25.12.2023 г. Формат 70×100/16
Бумага мелованная. Офсетная печать.
Тираж 500 экз. Заказ № 50155

Отпечатано с готового оригинал-макета
в типографии «Триада»
170034, Российская Федерация,
г. Тверь, пр. Чайковского, д. 9, оф. 514.
тел.: +7 910 647-49-85
e-mail: triadatver@yandex.ru
Свободная цена

НИЦ строительство
научно-исследовательский центр

ISSN: 2224-9494 (Print)
ISSN: 2782-3938 (Online)
Подписной индекс: 36569
АО «НИЦ «Строительство»
Москва, 2023