



РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ

ГЛАВНЫЙ РЕДАКТОР

Ватин Н.И., д-р техн. наук, проф., РУДН, Москва, Россия

ЗАМЕСТИТЕЛИ ГЛАВНОГО РЕДАКТОРА

Ерофеев В.Т., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., МГУ им. Н.П. Огарева, Саранск, Россия

Колчунов В.И., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

ОТВЕТСТВЕННЫЙ РЕДАКТОР

Мамиева И.А., РУДН, Москва, Россия

ЧЛЕНЫ РЕДАКЦИОННОЙ КОЛЛЕГИИ:

Агапов В.П., д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

Абдильхаджаев А.И., д-р техн. наук, проф., ТГТУ, Ташкент, Узбекистан

Базаров Д.Р., д-р техн. наук, проф., ТИИМ, Ташкент, Узбекистан

Ванин В.В., д-р техн. наук, проф., КПИ им. Игоря Сикорского, Киев, Украина

Варум У., д-р философии, проф., Университет Порту, Порту, Португалия

Войццкий З., проф., Вроцлавский научно-технический университет, Вроцлав, Польша

Волосухин В.А., д-р техн. наук, проф., Кубанский ГАУ, Краснодар, Россия

Галишикова В.В., д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

Дуцев М.В., д-р архитектуры, проф., ННГАСУ, Нижний Новгород, Россия

Евкин А.Ю., д-р техн. наук, проф., независимый исследователь, Торонто, Канада

Какоен С., д-р философии, проф., Технологический университет ПЕТРОНАС, Перак, Малайзия

Карпенко Н.И., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИИСФ РААСН, Москва, Россия

Козлов Д.В., д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

Красич С., канд. техн. наук, Нишский университет, Ниш, Сербия

Кудрявцев С.А., чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., ДВГУПС, Хабаровск, Россия

Курбацкий Е.Н., д-р техн. наук, проф., МИИТ, Москва, Россия

Лазарев Ю.Г., д-р техн. наук, проф., СПбПУ, Санкт-Петербург, Россия

Магуле Ф., проф., Высшая инженерная школа «Централь Сьепелек», Университет Париж-Сакли, Париж, Франция

Мендонка П., д-р философии, Архитектурная школа, Университет Минью, Брага, Португалия

Пенькова М.В., д-р архитектуры, доцент, СПбПУ, Санкт-Петербург, Россия

Сантос Р., исследователь, Национальная лаборатория строительной техники, Лиссабон, Португалия

Травуш В.И., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ЭНПИ, Москва, Россия

Федюк Р.С., д-р техн. наук, доцент, ДВФУ, Владивосток, Россия

Якутов Н.М., чл.-корр. РИА, д-р техн. наук, проф., ИММ ФИЦ КазНЦ РАН, Казань, Россия

СОДЕРЖАНИЕ

АНАЛИТИЧЕСКИЕ И ЧИСЛЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ

Косицын С.Б., Акулич В.Ю., Осетинский Л.Н. Пространственный расчет тройниковых соединений цилиндрических оболочек с учетом изменения расчетной модели во времени	181
Штейн А.В., Зылев В.Б. Численное моделирование больших пластических деформаций и свободного полета балки после удара о жесткий упор	191
Nguyen H.P.T., Pham N.T., Nguyen T.M.S., Ngo V.L., Dang V.P. Seepage and Stability of an Earth Dam Under the Condition of Rainfall Infiltration (Фильтрация и устойчивость грунтовой плотины при просачивании дождевой воды)	207
Тарасов Д.А. Оптимизация параметров профиля нити конечной жесткости при поперечном ударе	216

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Kondratieva T.N., Chepurnenko A.S., Yazyev B.M. Predicting the Strength of Eccentrically Compressed Short Circular Concrete Filled Steel Tube Columns (Прогнозирование прочности коротких внецентренно сжатых круглых трубобетонных колонн)	231
Шишов И.И., Лукина А.В., Лисятников М.С., Чибрикин Д.А. Деревянное покрытие-настил промышленного здания: расчет из условия изгибной жесткости	242

СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

Rakhmonov B.S., Safarov I.I., Ter-Martirosyan A.Z., Mirsayapov I.T., Erofeev V.T. Behavior of Underground Shell Structure Under Seismic Impact from Explosion (Поведение подземного оболочечного сооружения при сейсмозрывном воздействии)	254
Bohara B.K., Jagari S., Joshi N.M. Seismic Vulnerability of Non-Code-Compliant and Code-Compliant RC Buildings (Сейсмическая уязвимость железобетонных зданий, соответствующих и не соответствующих строительным нормам и правилам)	270

Редактор И.Л. Панкратова
 Редактор англоязычных текстов С.Л. Шамбина
 Дизайн обложки Ю.Н. Ефремовой
 Компьютерная верстка Н.В. Маркеловой

Адрес редакции:

Российский университет дружбы народов имени Патриса Лумумбы
 Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6; тел./факс: +7 (495) 955-08-28; e-mail: stmj@rudn.ru, i_mamieva@mail.ru

Подписано в печать 24.06.2025. Выход в свет 26.06.2025. Формат 60х84/8.

Бумага офсетная. Печать офсетная. Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 11,39. Тираж 250 экз. Заказ № 1277. Цена свободная.

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования «Российский университет дружбы народов имени Патриса Лумумбы»
 Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6

Отпечатано в типографии ИПК РУДН
 Российская Федерация, 115419, Москва, ул. Орджоникидзе, д. 3

STRUCTURAL MECHANICS OF ENGINEERING CONSTRUCTIONS AND BUILDINGS

2025 VOLUME 21 No. 3

DOI: 10.22363/1815-5235-2025-21-3

<http://journals.rudn.ru/structural-mechanics>

Founded in 2005

by Peoples' Friendship University of Russia named after Patrice Lumumba

ISSN 1815-5235 (Print), 2587-8700 (Online)

Published 6 times a year.

Languages: Russian, English.

Indexed by RSCI, Russian Index of Science Citation, Cyberleninka, DOAJ, Google Scholar, Ulrich's Periodicals Directory, WorldCat, Dimensions.

The journal has been included in the list of the leading review journals and editions of the Highest Certification Committee of Ministry of Education and Science of Russian Federation in which the basic results of PhD and Doctoral Theses are to be published.

International scientific-and-technical peer-reviewed journal "Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings" shows the readers round the achievements of Russian and foreign scientists in the area of geometry of spatial structures, strength of materials, structural mechanics, theory of elasticity and analysis of building and machine-building structures, illuminates the problems of scientific-and-technic progress in building and machine-building, publishes analytic reviews on the aims and scope of the journal.



The journal website contains full information about the journal, editorial policy and ethics, requirements for the preparation and publication of the articles, etc., as well as full-text issues of the journal since 2008 (Open Access).

EDITORIAL BOARD

EDITOR-IN-CHIEF

Nikolai I. Vatin, DSc, Professor, RUDN University, Moscow, Russia

ASSISTANT EDITORS-IN-CHIEF

Vladimir T. Erofeev, member of the RAACS, DSc, Professor, Ogarev Mordovia State University, Saransk, Russia

Vitaly I. Kolchunov, member of the RAACS, DSc, Professor, NRU MGSU, Moscow, Russia

MANAGING EDITOR

Iraida A. Mamieva, RUDN University, Moscow, Russia

MEMBERS OF EDITORIAL BOARD:

Anvar I. Adylkhodzhaev, DSc, Professor, TSTU, Tashkent, Uzbekistan

Vladimir P. Agapov, DSc, Professor, NRU MGSU, Moscow, Russia

Dilshod R. Bazarov, DSc, Professor, TIAME, Tashkent, Uzbekistan

Mikhail V. Dutsev, Dr. of Architecture, NNGASU, Nizhny Novgorod, Russia

Alexander Yu. Evkin, DSc, Professor, independent scientist, Toronto, Canada

Roman S. Fedyuk, DSc, Associate Professor, FEFU, Vladivostok, Russia

Vera V. Galishnikova, DSc, Professor, MGSU, Moscow, Russia

Saeid Kakooei, PhD, senior lecturer, Universiti Teknologi PETRONAS, Seri Iskandar, Malaysia

Nikolay I. Karpenko, member of the RAACS, DSc, Professor, NIIF RAACS, Moscow, Russia

Dmitriy V. Kozlov, DSc, Professor, MGSU, Moscow, Russia

Sonja Krasic, PhD of Technical Science, University of Nis, Nis, Serbia

Sergey A. Kudryavtsev, corresponding member of the RAACS, DSc, Professor, FESTU, Khabarovsk, Russia

Evgeniy N. Kurbatskiy, DSc, Professor, MIIT, Moscow, Russia

Yuriy G. Lazarev, DSc, Professor, SPbPU, St. Petersburg, Russia

Fredéric Magoulès, DSc, Professor, Centrale Supélec, Université Paris-Saclay, Paris, France

Paulo Mendonça, Associate Professor, Architecture School, University of Minho, Braga, Portugal

Margarita V. Perkova, Dr. of Architecture, SPbPU, St. Petersburg, Russia

Ricardo Santos, PhD in Civil Engineering, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, Portugal

Vladimir I. Travush, member of the RAACS, DSc, Professor, ENPI, Moscow, Russia

Vladimir V. Vanin, DSc, Professor, NTUU KPI, Kiev, Ukraine

Humberto Varum, Full Professor, University of Porto, Porto, Portugal

Viktor A. Volosukhin, DSc, Professor, KubSAU, Krasnodar, Russia

Zbigniew Wójcicki, Professor, Wrocław University of Science and Technology, Wrocław, Poland

Nukh M. Yakupov, corresponding member of the Russian Academy of Engineering, DSc, Professor, IME of FIC KazanSC of RAS, Russia

CONTENTS

ANALYTICAL AND NUMERICAL METHODS OF STRUCTURAL

ANALYSIS

- Kosytsyn S.B., Akulich V.Yu., Osetinskii L.N.* Three-Dimensional Analysis of T-connections of Cylindrical Shells Considering Stages of Construction 181
- Shtein A.V., Zylev V.B.* Numerical Simulation of Large Plastic Deformations and Free Flight of a Beam After Impact with a Rigid Stop 191
- Nguyen H.P.T., Pham N.T., Nguyen T.M.S., Ngo V.L., Dang V.P.* Seepage and Stability of an Earth Dam Under the Condition of Rainfall Infiltration 207
- Tarasov D.A.* Optimization of Section Parameters of Finite Stiffness Cable Under Transverse Impact 216

ANALYSIS AND DESIGN OF BUILDING STRUCTURES

- Kondratieva T.N., Chepurnenko A.S., Yazyev B.M.* Predicting the Strength of Eccentrically Compressed Short Circular Concrete Filled Steel Tube Columns 231
- Shishov I.I., Lukina A.V., Lisyatnikov M.S., Chibrikov D.A.* Timber Roof Panel for Industrial Buildings: Analysis According to Bending Stiffness Condition 242

SEISMIC RESISTENCE

- Rakhmonov B.S., Safarov I.I., Ter-Martirosyan A.Z., Mirsayapov I.T., Erofeev V.T.* Behavior of Underground Shell Structure Under Seismic Impact from Explosion 254
- Bohara B.K., Jagari S., Joshi N.M.* Seismic Vulnerability of Non-Code-Compliant and Code-Compliant RC Buildings 270

Copy Editor I.L. Pankratova

English Texts' Editor S.L. Shambina

Graphic Designer Iu.N. Efremova

Layout Designer N.V. Markelova

Address of the Editorial Board:

Peoples' Friendship University of Russia named after Patrice Lumumba

6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation; tel./fax: +7 (495) 955-08-28; e-mail: stmj@rudn.ru, i_mamieva@mail.ru

Printing run 250 copies. Open price

Peoples' Friendship University of Russia named after Patrice Lumumba

6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation

Printed at Publishing House of RUDN University

3 Ordzhonikidze St, Moscow, 115419, Russian Federation

АНАЛИТИЧЕСКИЕ И ЧИСЛЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ
ANALYTICAL AND NUMERICAL METHODS OF STRUCTURAL ANALYSIS

DOI: 10.22363/1815-5235-2025-21-3-181-190

EDN: SSMRFB

Научная статья / Research article

Пространственный расчет тройниковых соединений цилиндрических оболочек с учетом изменения расчетной модели во времени

С.Б. Косицын^{IP}, В.Ю. Акулич^{IP}✉, Л.Н. Осетинский^{IP}

Российский университет транспорта, Москва, Российская Федерация

✉ vladimir.akulich@gmail.com

Поступила в редакцию: 7 март 2025 г.

Доработана: 8 июня 2025 г.

Принята к публикации: 15 июня 2025 г.

Аннотация. Выполнен численный анализ напряженно-деформированного состояния пересекающихся цилиндрических оболочек с учетом различного вида нелинейностей (физической, контактной и конструктивной). Пересекающиеся цилиндрические оболочки рассмотрены в составе пространственной большегабаритной системы «оболочка — основание». Выявлены наиболее напряженные участки пересекающихся оболочек, которые требуют особого внимания в процессе моделирования подобных конструкций. Следует отметить, что особая сложность данных моделей состоит в их большой вычислительной размерности, так как они включают в себя как рассматриваемую конструкцию, так и окружающее их грунтовое основание, что накладывает дополнительные требования на используемые для решения данных задач программные комплексы. Использование современных методов численного анализа позволяет значительно улучшить качество моделирования и повысить точность получаемых результатов. В частности, учитывая нелинейные свойства материалов, можно более детально оценить реальное поведение оболочек в условиях различных внешних воздействий. Кроме того, выполненный анализ свидетельствует о том, что учет стадийности строительства оказывает значительное влияние на распределение напряжений в пересекающихся оболочках. Это подчеркивает необходимость учета последовательности строительных работ, что в свою очередь может способствовать повышению надежности конструкции в целом. Дальнейшие перспективы связаны с апробацией и подтверждением работоспособности разработанных методик численного анализа на реальных системах «оболочка — основание», а также использовании полученных результатов для расчета несущих конструкций реальных проектируемых и возводимых объектов подземного строительства.

Ключевые слова: метод конечных элементов, тройниковое соединение, пространственный расчет, стадийный расчет, подземные сооружения, тоннелестроение

Косицын Сергей Борисович, советник РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой теоретической механики, Российский университет транспорта, Российская Федерация, 127994, ГСП-4, Москва, ул. Образцова, д. 9; eLIBRARY SPIN-код: 9390-7610, ORCID: 0000-0002-3241-0683; e-mail: kositsyn-s@yandex.ru

Акулич Владимир Юрьевич, кандидат технических наук, доцент кафедры теоретической механики, Российский университет транспорта, Российская Федерация, 127994, ГСП-4, Москва, ул. Образцова, д. 9; eLIBRARY SPIN-код: 8428-4636, ORCID: 0000-0002-9467-5791; e-mail: vladimir.akulich@gmail.com

Осетинский Леонид Николаевич, студент, техник научно-исследовательского центра «Тепло- и массообмен в строительстве», Российский университет транспорта, Российская Федерация, 127994, ГСП-4, Москва, ул. Образцова, д. 9; eLIBRARY SPIN-код: 8229-2270, ORCID: 0009-0003-8268-7482; e-mail: leonid.osetinskij@yandex.ru

© Косицын С.Б., Акулич В.Ю., Осетинский Л.Н., 2025

This work is licensed under a Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Заявление о конфликте интересов. Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Вклад авторов: *Косицын С.Б.* — научное руководство, концепция исследования, развитие методологии; итоговые выводы; *Акулич В.Ю.* — концепция исследования, развитие методологии, реализация численных моделей, написание текста, визуализация; *Осетинский Л.Н.* — развитие методологии, реализация численных моделей, написание текста. Все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Финансирование. Работа выполнена в рамках государственного задания номер 103-00001-25-02 от 20.03.2025 г.

Для цитирования: *Косицын С.Б., Акулич В.Ю., Осетинский Л.Н.* Пространственный расчет тройниковых соединений цилиндрических оболочек с учетом изменения расчетной модели во времени // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2025. Т. 21. № 3. С. 181–190. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2025-21-3-181-190>

Three-Dimensional Analysis of T-connections of Cylindrical Shells Considering Stages of Construction

Sergey B. Kosytsyn^{id}, Vladimir Yu. Akulich^{id}✉, Leonid N. Osetinskii^{id}

Russian University of Transport, Moscow, Russian Federation

✉ vladimir.akulich@gmail.com

Received: March 7, 2025

Revised: June 8, 2025

Accepted: June 15, 2025

Abstract. A numerical analysis of the stress-strain state of intersecting cylindrical shells has been performed taking into account various types of nonlinearities (physical, contact, and structural). Intersecting cylindrical shells are considered as part of a large-scale three-dimensional “shell — soil” system. The study identified the most stressed areas of intersecting shells that require special attention during the modeling process. It should be noted that the particular complexity of these models lies in their high computational dimensionality since they include both the structure under consideration and its surrounding soil, which imposes additional requirements on the software packages used to solve such problems. Using modern methods of numerical analysis can significantly improve the quality of modeling and increase the accuracy of the results obtained. In particular, by considering the nonlinear properties of materials, it is possible to more accurately assess the actual behavior of shells under different external influences. In addition, the analysis shows that accounting for construction stages has a significant impact on the distribution of stresses in the intersecting shells. This underscores the need to consider the sequence of construction works, which in turn can contribute to increasing the overall reliability of the structure. Future prospects involve testing and validating the developed numerical analysis techniques on real “shell — soil” systems. The application of the obtained results to the design of load-bearing structures in real underground construction projects is also envisaged.

Keywords: finite element method, T-connection, three-dimensional analysis, construction stages, underground structures, tunnel construction

Conflicts of interest. The authors declare that there is no conflict of interest.

Authors' contribution: *Kosytsyn S.B.* — supervision, conceptualization, methodology, conclusions; *Akulich V.Yu.* — conceptualization, methodology, implementation of numerical models, text writing, visualization; *Osetinskii L.N.* — methodology, implementation of numerical models, text writing. All authors have made an equivalent contribution to the publication

Funding. The work was performed within the framework of the state assignment number 103-00001-25-02 dated 03/20/2025

For citation: Kosytsyn S.B., Akulich V.Yu., Osetinskii L.N. Three-dimensional analysis of T-connections of cylindrical shells considering stages of construction. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2025;21(3):181–190. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2025-21-3-181-190>

Sergey B. Kosytsyn, Advisor of Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of Department of Theoretical Mechanics, Russian University of Transport, 15, Obraztsova St, GSP-4, Moscow, 127994, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 9390-7610, ORCID: 0000-0002-3241-0683; e-mail: kosytsyn-s@yandex.ru

Vladimir Y. Akulich, Candidate of Technical Sciences, Associate professor of Department of Theoretical Mechanics, Russian University of Transport, 15, Obraztsova St, GSP-4, Moscow, 127994, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 8428-4636, ORCID: 0000-0002-9467-5791; e-mail: vladimir.akulich@gmail.com

Leonid N. Osetinskii, student, technician at the “Heat and Mass Transfer in Construction” Scientific Research Center, Russian University of Transport, 15, Obraztsova St, GSP-4, Moscow, 127994, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-код: 8229-2270, ORCID: 0009-0003-8268-7482; e-mail: leonid.osetinskij@yandex.ru

1. Введение

Проектирование и возведение уникальных зданий и сооружений в современной строительной практике требует комплексного подхода, включающего точные расчеты и всесторонние исследования поведения несущих конструкций под воздействием различных факторов. Это обусловлено как возрастающей сложностью архитектурных и инженерных решений, так и необходимостью обеспечения высокой надежности, безопасности и долговечности объектов. Важную роль в процессе проектирования играют численные методы, позволяющие моделировать поведение конструкций при различных типах нагрузок: статических, динамических, температурных, сейсмических и др. Важным аспектом численного моделирования является учет стадийности строительства, который позволяет более точно воспроизвести реальный процесс возведения конструкции.

Одними из наиболее значимых и ответственных объектов строительства являются уникальные подземные сооружения, такие как станции метрополитена, подземные переходы и транспортные узлы, глубокие тоннели, подземные депо и галереи, а также инженерные сооружения для обеспечения жизнедеятельности метро, включая системы вентиляции, водоотведения и энергоснабжения [1–3].

В процессе строительства подземных сооружений и метрополитенов, помимо основных объектов, таких как перегонные тоннели и станции, важную роль играют вспомогательные сооружения, например тоннельные сбойки. Эти элементы обеспечивают функциональность основных сооружений, но при этом требуют особого внимания при проектировании и расчетах, так как создаваемые ими пересечения создают сложное напряженно-деформированное состояние, требующее детального анализа.

Таким образом, необходимо развивать методики численного анализа подобных систем «оболочка — основание», которые могут быть успешно применены для повышения точности расчетов и обеспечения надежности и безопасности строительных конструкций.

Универсальный программный комплекс ANSYS Mechanical [4–8], использованный в работе, предоставляет широкие возможности для моделирования статического и динамического напряженно-деформированного состояния сложных пространственных конструкций, включая здания, сооружения и комбинированные системы. Программный комплекс поддерживает учет различных типов нелинейностей, таких как физическая (нелинейные свойства материалов), контактная (взаимодействие между телами) и конструктивная (стадийность возведения и нагружения конструкций). Это позволяет максимально точно воспроизвести реальные условия работы конструкций и оценить их поведение под приложенной нагрузкой. Кроме того, программный комплекс поддерживает использование языка программирования APDL (ANSYS Parametric Design Language), что дает возможность расширять его функциональные возможности.

2. Метод расчета

Ранее авторами выполнен численный анализ напряженно-деформированного состояния ортогонально пересекающихся цилиндрических оболочек, взаимодействующих с основанием [9]. В данной работе приведен вид тройникового соединения, где оболочки расположены относительно друг друга в плане под углом 15 градусов. Выбор угла обусловлен приближением к реальным размерам конструкций метрополитена (камеры съездов). Оболочки также разбиты на несколько частей для их поэтапного возведения.

Далее приведены основные размеры моделируемых пересекающихся оболочек и окружающего основания, а также параметры моделей материалов для них. Основная цилиндрическая оболочка диаметром $D_1 = 5,50$ м и толщиной $t_1 = 0,25$ м; примыкающая оболочка диаметром $D_2 = 3,85$ м и толщиной $t_2 = 0,20$ м. Оболочка [11–13] задана линейно-упругой моделью материала: модуль упругости $E_{sh} = 30\,000$ МПа, коэффициент Пуассона $\mu_{sh} = 0,2$, плотность $\rho_{sh} = 2300$ кг/м³. Основание задано моделью материала Мора — Кулона (O. Mohr, C.A. Coulomb) [14–15] со следующими параметрами:

рами: модуль деформации $E_{soil} = 30$ МПа, коэффициент поперечной деформации $\mu_{soil} = 0,3$, плотность $\rho_{soil} = 2000$ кг/м³, сцепление $C_{soil} = 10$ кПа, угол внутреннего трения $\varphi_{soil} = 25^\circ$.

По аналогии с предыдущей работой [10] узел пересекающихся цилиндрических оболочек размещен на глубине 30 м от дневной поверхности. Размеры грунтового массива выбраны из условия затухания напряженно-деформированного состояния грунта и приняты по 5 диаметров большой оболочки слева и справа от нее. На рис. 1 показан общий вид расчетной модели (рис. 1, *а*) и вид пересекающихся цилиндрических оболочек под углом 15 градусов в плане (рис. 1, *б*), которые состоят из четырех частей основной цилиндрической оболочки и четырех частей примыкающей оболочки.

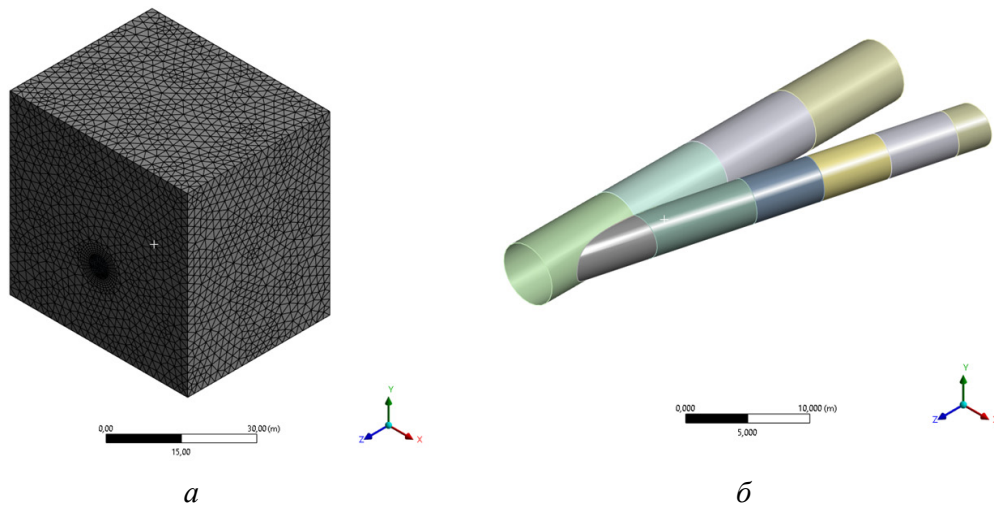


Рис. 1. Расчетная модель:

а — общий вид; *б* — вид тройникового соединения

И с т о ч н и к: выполнено В.Ю. Акуlichem в программном комплексе ANSYS Mechanical

Figure 1. Calculation model:

a — general view; *b* — view of the T-connection

S o u r c e: made by V.Yu. Akulich in ANSYS Mechanical software package

На рис. 2 показано сравнение места стыка рассматриваемых тройниковых соединений. Сверху — (рис. 2, *а*) для ортогонально пересекающихся оболочек и снизу (рис. 2, *б*) для пересекающихся под углом 15 градусов в плане. Следует отметить, что чем меньше угол пересечения оболочек, тем большие размеры приобретает место их стыка, что может привести к сильному увеличению общих габаритов модели и росту необходимых вычислительных ресурсов.

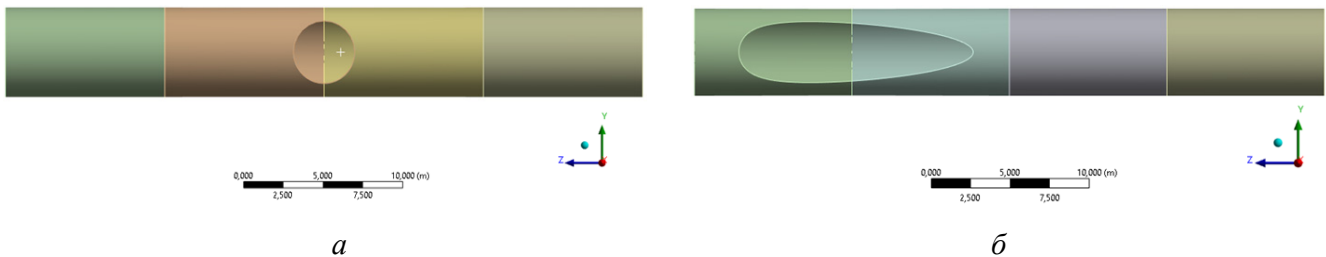


Рис. 2. Место стыка рассматриваемых тройниковых соединений:

а — ортогонально пересекающихся оболочек; *б* — оболочек, пересекающихся под углом 15 градусов в плане

И с т о ч н и к: выполнено В.Ю. Акуlichem в программном комплексе ANSYS Mechanical

Figure 2. The joint of the considered T-connections:

a — orthogonally intersecting shells; *b* — shells intersecting at an angle of 15 degrees in plan

S o u r c e: made by V.Yu. Akulich in ANSYS Mechanical software package

На нижней и боковых поверхностях грунтового массива, а также на краях тройникового соединения заданы граничные условия, обеспечивающие геометрическую неизменяемость системы. Эти условия включают фиксацию перемещений в соответствующих направлениях, что исключает возможность смещения конструкций и грунтового основания за пределы расчетной области и позволяет воспроизвести их реальную работу. Нагрузка на систему приложена только от собственного веса конструкций и грунтового массива [11–13].

Моделирование контактного взаимодействия реализовано с помощью контактных пар, расположенных на внешней поверхности тройникового соединения и границе грунтового основания. Зона контакта определяется в ходе решения задачи, поскольку ее точное положение заранее неизвестно и зависит от совокупности факторов, включая приложенные нагрузки, характеристики материалов, граничные условия и другие параметры [14–18]. В процессе расчета взаимодействующие поверхности могут как вступать в контакт, так и разъединяться, что требует учета нелинейного характера их взаимодействия.

В целях анализа влияния стадийности строительства на напряженно-деформированное состояние конструкции составлены расчетные случаи с различным количеством этапов возведения тройникового соединения: 1, 2, 4 и 8 стадий. Вначале идет активация основной оболочки, затем примыкающей оболочки со стороны основной. В каждом случае дополнительно предусмотрена нулевая стадия, которая служит для определения бытового состояния грунтового основания до начала строительных работ. Также выполнен расчет без учета стадийности строительства для сравнения результатов.

На рис. 3 показан вид одного из промежуточных этапов возведения пересекающихся цилиндрических оболочек, когда основная оболочка $D_1 = 5,50$ м и толщиной $t_1 = 0,25$ м уже установлена (1–4-я части), а примыкающая $D_2 = 3,85$ м и толщиной $t_2 = 0,20$ м установлена частично (5-я часть). На местах установки следующих частей (6–8-я части) примыкающей оболочки на данном этапе активированы только элементы основания грунта.

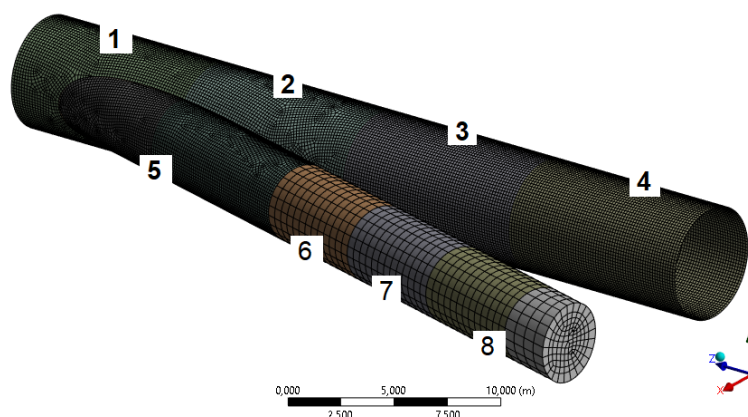


Рис. 3. Вид одного из промежуточных этапов возведения пересекающихся цилиндрических оболочек

И с т о ч н и к: выполнено В.Ю. Акуlichem в программном комплексе ANSYS Mechanical

Figure 3. The view of the intermediate stage of construction of intersecting cylindrical shells

S o u r c e: made by V.Yu. Akulich in ANSYS Mechanical software package

3. Результаты и обсуждение

По результатам выполненных расчетных случаев проведен сравнительный анализ максимальных эквивалентных напряжений по Мизесу [19–21] с результатами, полученными ранее для ортогонально пересекающихся цилиндрических оболочек. Кривые изменения напряжений в оболочке в зависимости от количества стадий в расчетном случае показаны на рис. 4. Для сравнения выбран рас-

четный случай с 8 этапами возведения оболочек, пересекающихся под углом 15 градусов в плане (зеленая штриховая линия на графике). Также показано максимальное эквивалентное напряжение по Мизесу в тройниковом соединении без учета стадий.

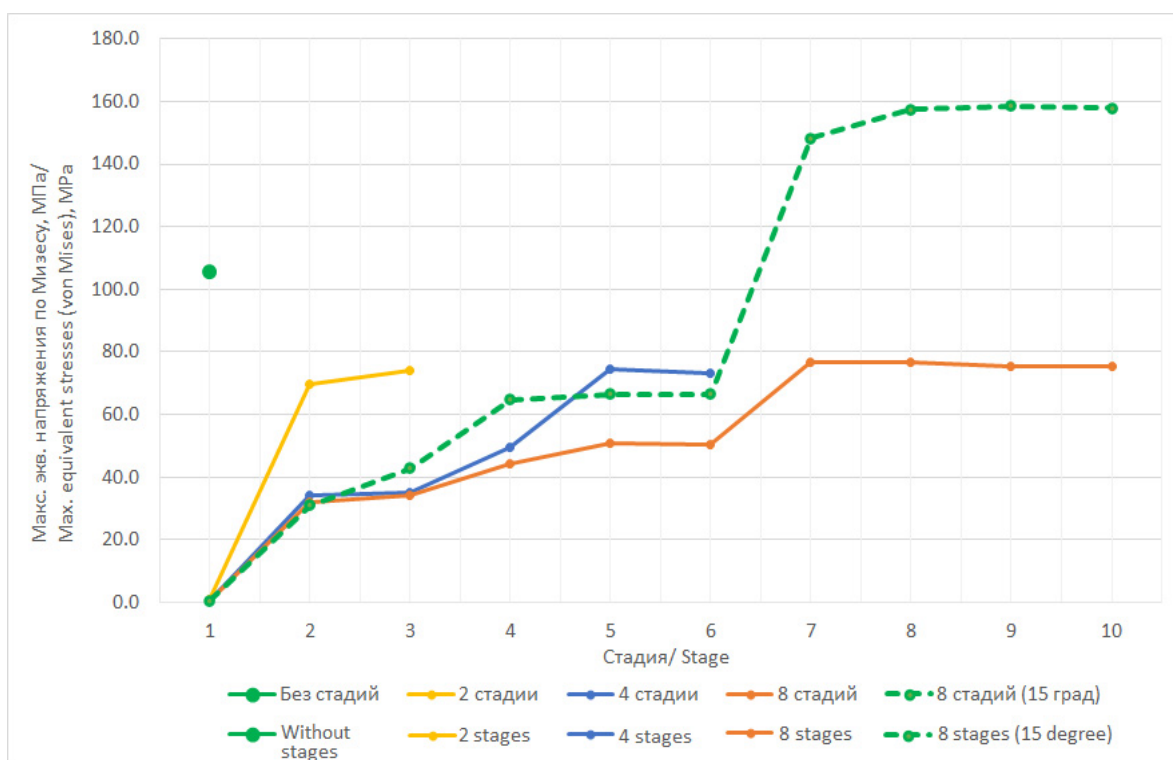


Рис. 4. Максимальные эквивалентные напряжения по Мизесу в пересекающихся оболочках

И с т о ч н и к: выполнено В.Ю. Акуличем в программном комплексе ANSYS Mechanical

Figure 4. Maximum equivalent stresses (von Mises) in intersecting shells

S o u r c e: made by V.Yu. Akulich in ANSYS Mechanical software package

Напряжения по Мизесу σ_e определяются по формуле

$$\sigma_e = \sqrt{\frac{1}{2} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]},$$

где $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ — главные напряжения.

Максимальные эквивалентные напряжения по Мизесу составляют 71,2 МПа и 158,6 МПа при 8 стадиях расчета в вариантах с ортогональным соединением и с соединением под углом 15 градусов в плане соответственно. Следует отметить, что максимальные напряжения возникают локально (на стыке) и в остальном теле оболочек напряжения значительно ниже.

Распределение максимальных эквивалентных напряжений по Мизесу в теле ортогонально пересекающихся цилиндрических оболочек в случае с 8-ю стадиями возведения показано на рис. 5. Максимальные значения напряжений возникают в месте сопряжения оболочек.

Распределение максимальных эквивалентных напряжений по Мизесу в теле оболочек в случае с соединением под углом 15 градусов в плане с 8-ю стадиями возведения показано на рис. 6. Максимальные значения напряжений возникают в месте сопряжения оболочек.

В таблице представлены максимальные эквивалентные напряжения по Мизесу в теле тройникового соединения для рассмотренных расчетных случаев.

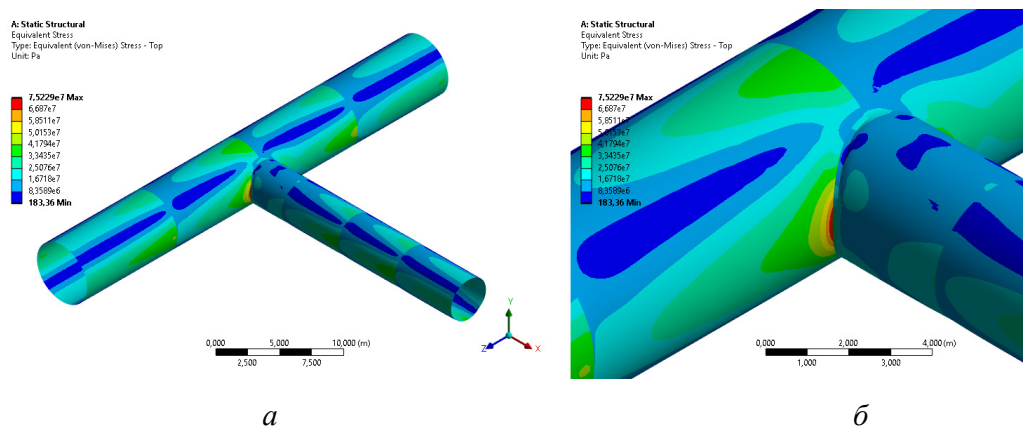


Рис. 5. Распределение максимальных эквивалентных напряжений по Мизесу в теле ортогонально пересекающихся цилиндрических оболочек:
a — место сопряжения оболочек; *б* — увеличенный вид места сопряжения оболочек
И с т о ч н и к: выполнено В.Ю. Акуличем в программном комплексе ANSYS Mechanical

Figure 5. Distributions of maximum equivalent stresses (von Mises) in the body of cylindrical shells:
a — is the interface of the shells; *б* — enlarged view of the connection of shells
S o u r c e: made by V.Yu. Akulich in ANSYS Mechanical software package

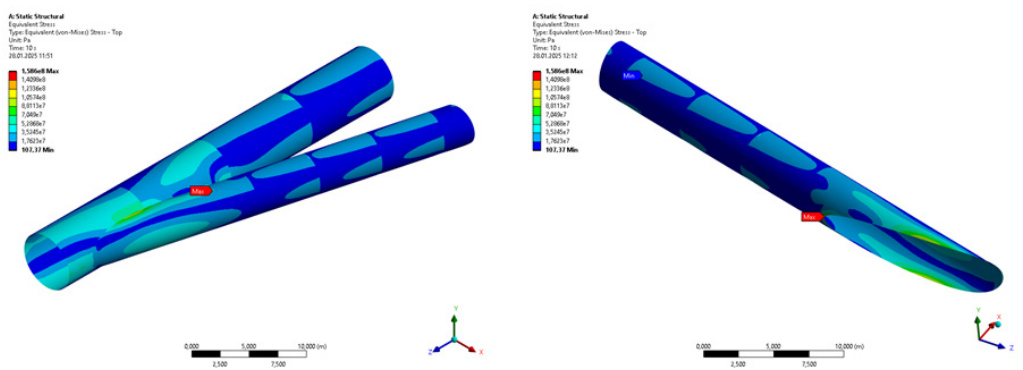


Рис. 6. Распределение максимальных эквивалентных напряжений по Мизесу в теле оболочек в случае с соединением под углом 15 градусов в плане. Справа показано место сопряжения оболочек
И с т о ч н и к: выполнено В.Ю. Акуличем в программном комплексе ANSYS Mechanical

Figure 6. Distributions of maximum equivalent stresses (von Mises) in the body of the shells in the case of a connection at an angle of 15 degrees in plan. The location of the shell connection is shown on the right
S o u r c e: made by V.Yu. Akulich in ANSYS Mechanical software package

Максимальные эквивалентные напряжения по Мизесу в теле тройникового соединения

№	Количество стадий возведения	Максимальные эквивалентные напряжения по Мизесу, МПа
Ортогонально пересекающиеся цилиндрические оболочки		
1	Без учета стадий	105,6
2	1	78,2
3	2	72,5
4	4	77,4
5	8	75,2
Цилиндрические оболочки с соединением под углом 15 градусов в плане		
6	8	158,6

И с т о ч н и к: выполнено В.Ю. Акуличем в программном комплексе ANSYS Mechanical

Maximum equivalent stresses (von Mises) in the T-connection

№	Number of construction stages	Maximum equivalent stresses (von Mises), MPa
Orthogonally intersecting cylindrical shells		
1	Without stages	105.6
2	1	78.2
3	2	72.5
4	4	77.4
5	8	75.2
Cylindrical shells with a connection at an angle of 15 degrees in plan		
6	8	158.6

Source: made by V.Yu. Akulich in ANSYS Mechanical software package

4. Заключение

1. Полученные результаты подтвердили важность учета стадийности возведения при определении напряженно-деформированного состояния тройниковых соединений, взаимодействующих с основанием.

2. Максимальные эквивалентные напряжения по Мизесу составляют 71,2 МПа и 158,6 МПа при 8 стадиях расчета в вариантах с ортогональным соединением и с соединением под углом 15 градусов соответственно. Следует отметить, что максимальные напряжения возникают локально (на стыке) и в остальном теле оболочек напряжения значительно ниже.

3. Перспективы дальнейших исследований связаны с применением нелинейных материалов оболочки и различными вариантами контактного взаимодействия оболочки и основания.

Список литературы

1. Золотов А.Б., Акимов П.А., Сидоров В.Н., Мозгалева М.Л. Численные и аналитические методы расчета строительных конструкций. Москва : АСВ, 2009. 336 с. ISBN 978-5-93093-675-9
2. Акимов П.А., Мозгалева М.Л. Вейвлет-реализация дискретно-континуального метода конечных элементов на основе В-сплайнов для локального решения двумерной задачи теории упругости // Вестник МГСУ. 2022. Т. 17. № 1. С. 32–41. <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2022.1.32-41> EDN IYPOKW
3. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможности их анализа. Москва : АСВ, 2020. 736 с. ISBN 9785930938067
4. Галлагер Р. Метод конечных элементов. Основы. Москва : Мир, 1984. 429 с. URL: <https://dwg.ru/dnl/3236> (дата обращения: 02.03.2025).
5. Трушин С.И. Метод конечных элементов : теория и задачи. Москва : АСВ, 2008. 256 с. ISBN 978-5-93093-539-4
6. Басов К.А. ANSYS: справочник пользователя. Москва : ДМК Пресс, 2005. 640 с. ISBN 978-5-97060-593-6
7. Theory Reference for the Mechanical APDL and Mechanical Applications / ANSYS, Inc. 2009. 1226 p.
8. Бате К., Вилсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов. Москва : Стройиздат, 1982. 446 с. URL: <https://dwg.ru/dnl/407> (дата обращения: 02.03.2025).
9. Мангушев Р.А., Дьяконов И.П., Полунин В.М., Бахмаков И.Б., Паскачева Д.А. Математическое моделирование работы плитных элементов при совместной работе с грунтовым основанием в условиях плоской деформации // Жилищное строительство. 2024. № 11. С. 37–46. <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2024-11-37-46> EDN BYRBSC
10. Косицын С.Б., Акулич В.Ю. Численный анализ НДС ортогонально пересекающихся цилиндрических оболочек, взаимодействующих с основанием, с учетом изменения расчетной модели во времени // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2024. Т. 20. № 4. С. 303–310. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2024-20-4-303-310> EDN TVXXYV
11. Клочков Ю.В., Джабраилов А.Ш., Ицанов Т.Р., Марченко С.С., Андреев А.С., Клочков М.Ю. Конечно-элементный расчет эллиптического цилиндра в геометрически нелинейной постановке при использовании векторной формы интерполяционной процедуры // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Механика. 2022. № 1. С. 58–71. <https://doi.org/10.15593/perm.mech/2022.1.06> EDN MYVJBF

12. Джабраилов А.Ш., Николаев А.П., Клочков Ю.В., Гуреева Н.А., Ищанов Т.Р. Нелинейное деформирование осесимметрично нагруженной оболочки вращения на основе МКЭ при различных вариантах определяющих уравнений // Известия Саратовского университета. Новая серия. Серия: Математика. Механика. Информатика. 2022. Т. 22. № 1. С. 48–61. <https://doi.org/10.18500/1816-9791-2022-22-1-48-61> EDN JHCOIF
13. Трещев А.А. Тонкостенные цилиндрические оболочки как объект экспериментального определения механических свойств конструкционных материалов (всегда ли допустимы классические представления при испытании трубчатых образцов) // Строительная механика и конструкции. 2020. № 1 (24). С. 7–18 EDN STAVJZ.
14. Лалин В.В., Ле Т.К.Ч. Расчет строительных конструкций на несколько динамических воздействий со статическим учетом высших форм колебаний // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2020. Т. 16. № 3. С. 171–178. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-3-171-178> EDN VSEGWP
15. Mozgaleva M. L., Akimov P.A. Localization of solution of the problem for Poisson's equation with the use of B-spline discrete-continual finite element method // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2021. Vol. 17. No. 3. P. 157–172. <https://doi.org/10.22337/2587-9618-2021-17-3-157-172> EDN MFCJOI
16. Янковский А.П. Уточненная модель вязкоупругопластического деформирования армированных цилиндрических оболочек // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Механика. 2020. № 1. С. 138–149. <https://doi.org/10.15593/perm.mech/2020.1.11> EDN GEUKCU
17. Зенкевич О.К. Метод конечных элементов в технике. Москва : Мир. 1975. 542 с. URL: <https://djvu.online/file/DtUw9BqXrtZCc> (дата обращения: 02.03.2025).
18. Зверев Е.М., Пыхтин А.В., Хоа В.Д. Пространственная задача для прямоугольной упругой пластины // Строительная механика и расчет сооружений. 2021. № 4 (297). С. 2–11. <https://doi.org/10.37538/0039-2383.2021.4.2.11> EDN SUBZUM
19. Бакулин В.Н. Модель для анализа напряженно-деформированного состояния трехслойных цилиндрических оболочек с прямоугольными вырезами // Известия Российской академии наук. Механика твердого тела. 2022. № 1. С. 122–132. <https://doi.org/10.31857/S0572329922010032> EDN UFTFXV
20. Li J., Shi Z., Liu L. A scaled boundary finite element method for static and dynamic analyses of cylindrical shells // Engineering Analysis with Boundary Elements. 2019. Vol. 98. P. 217–231. <https://doi.org/10.1016/j.enganabound.2018.10.024>
21. Zang Q., Liu J., Ye W., Yang F., Pang R., Lin G. High-performance bending and buckling analyses of cylindrical shells resting on elastic foundation using isogeometric scaled boundary finite element method // European Journal of Mechanics — A/Solids. 2023. Vol. 100. Article no: 105013. <https://doi.org/10.1016/j.euromechsol.2023.105013>

References

1. Zolotov A.B., Akimov P.A., Sidorov V.N., Mozgaleva M.L. *Numerical and analytical methods for calculating building structures*. Moscow: ASB Publ.; 2009. (In Russ.) ISBN 978-5-93093-675-9
2. Akimov P.A., Mozgaleva M.L. B-spline wavelet discrete-continual finite element method for the local solution to the two-dimensional problem of the theory of elasticity. *Monthly Journal on Construction and Architecture*. 2022;17(1): 32–41. (In Russ.) <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2022.1.32-41> EDN IYPOKW
3. Perelmutter A.V., Slivker V.I. *Calculation models of structures and possibilities of their analysis*. Moscow: ASV Publ.; 2020. (In Russ.) ISBN 9785930938067
4. Gallagher R. *The finite element method. Fundamentals*. Moscow: Mir Publ.; 1984. (In Russ.) Available from: <https://dwg.ru/dnl/3236> (accessed: 02.03.2025).
5. Trushin S.I. *Finite element method. Theory and problems*. Moscow: ACB Publ.; 2008. (In Russ.) ISBN 978-5-93093-539-4
6. Basov K.A. *ANSYS: user reference*. Moscow: DMK Press, 2005. (In Russ.) ISBN 978-5-97060-593-6
7. *Theory Reference for the Mechanical APDL and Mechanical Applications*. ANSYS, Inc. 2009.
8. Bate K., Vilson E. *Numerical methods of analysis and the finite element method*. Moscow: Strojizdat Publ.; 1982. (In Russ.) Available from: <https://dwg.ru/dnl/4071> (accessed: 02.03.2024).
9. Mangushev R.A., Dyakonov I.P., Polunin V.M., Bashmakov I.B., Paskacheva D.A. Mathematical modeling of the operation of plate elements when working together with a soil base in conditions of flat deformation. *Housing Construction*. 2024;(11):37–46. (In Russ.) <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2024-11-37-46> EDN BYRBSC
10. Kosytsyn S.B., Akulich V.Yu. Numerical stress analysis of orthogonally intersecting cylindrical shells interacting with soil considering stages of construction. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2024; 20(4): 303–310. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2024-20-4-303-310> EDN TVXXYV
11. Klochkov Yu.V., Dzhabrailov A.Sh., Ishchanov T.R., Marchenko S.S., Andreev A.S., Klochkov M.Yu. Finite element analysis of an elliptical cylinder in geometrically nonlinear formulation using vector form of interpolation procedure. *PNRPU Mechanics Bulletin*. 2022;(1):58–71. (In Russ.) <https://doi.org/10.15593/perm.mech/2022.1.06> EDN MYVJBF

12. Dzhabrailov A.Sh., Nikolaev A.P., Klochkov Yu.V., Gureeva N.A., Ishchanov T.R. Nonlinear deformation of axisymmetrically loaded rotation shell based on fem with different variants of definitional equations. *Izvestiya of Saratov University. Mathematics. Mechanics. Informatics*. 2022;22(1):48–61. (In Russ.) <https://doi.org/10.18500/1816-9791-2022-22-1-48-61> EDN JHCOIF
13. Treshchev A.A. Thin-walled cylindrical shells as an object of experimental determination of mechanical properties of structural materials (are classical representations always acceptable when testing tubular specimens). *Structural Mechanics and Structures*. 2020;(1):7–18. (In Russ.) EDN CTAVJZ
14. Lalin V.V., Le T.K.Ch. Calculation of building structures for several dynamic actions with static consideration of higher vibration modes. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020;16(3):171–178. (In Russ.) <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-3-171-178> EDN VSEGWP
15. Mozgaleva M.L., Akimov P.A. Localization of solution of the problem for Poisson's equation with the use of B-spline discrete-continual finite element method. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2021;17(3):157–172. (In Russ.) <https://doi.org/10.22337/2587-9618-2021-17-3-157-172> EDN MFCJOI
16. Yankovsky A.P. Refined model of viscoelastoplastic deformation of reinforced cylindrical shells. *PNRPU Mechanics Bulletin*. 2020;(1):138–149. (In Russ.) <https://doi.org/10.15593/perm.mech/2020.1.11> EDN GEUKCU
17. Zenkevich O.K. *The finite element method in engineering*. Moscow: Mir Publ.; 1975. (In Russ.) Available from: <https://djvu.online/file/DtUw9BqXrtZCc> (accessed: 02.03.2024).
18. Zveryaev E.M., Pyhtyn A.V., Hoa V.D. Spatial problem for rectangular elastic plate. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2021;(4):2–11. (In Russ.) <https://doi.org/10.37538/0039-2383.2021.4.2.11> EDN SUBZUM
19. Bakulin V.N. Model for analysis of stress-strain state of three-layer cylindrical shells with rectangular cutouts. *Mechanics of Solids*. 2022;(1):122–132. (In Russ.) <https://doi.org/10.31857/S0572329922010032> EDN UFTFXV
20. Li J., Shi Z., Liu L. A scaled boundary finite element method for static and dynamic analyses of cylindrical shells. *Engineering Analysis with Boundary Elements*. 2019;98:217–231. <https://doi.org/10.1016/j.enganabound.2018.10.024>
21. Zang Q., Liu J., Ye W., Yang F., Pang R., Lin G. High-performance bending and buckling analyses of cylindrical shells resting on elastic foundation using isogeometric scaled boundary finite element method. *European Journal of Mechanics — A/Solids*. 2023;100:105013. <https://doi.org/10.1016/j.euromechsol.2023.105013>

DOI: 10.22363/1815-5235-2025-21-3-191-206

EDN: STKCVQ

Научная статья / Research article

Численное моделирование больших пластических деформаций и свободного полета балки после удара о жесткий упор

А.В. Штейн[✉], В.Б. Зылев[✉]Российский университет транспорта (МИИТ), Москва, Российская Федерация
✉ zylevvb@yandex.ru

Поступила в редакцию: 21 февраля 2025 г.

Доработана: 14 мая 2025 г.

Принята к публикации: 30 мая 2025 г.

Аннотация. Исследован численный метод анализа быстротекущего динамического поведения системы тел при их контактно-взаимодействии. Метод исследования основан на анализе сходимости решения при сгущении конечно-элементной сетки и уменьшении временного шага. Алгоритм и соответствующая компьютерная программа разработаны авторами. Задача рассматривается в геометрически и физически нелинейной постановке, рассматриваются большие упругие и пластические деформации. Использован метод конечных элементов. Применяется простейший треугольный конечный элемент с линейным полем перемещений. Первоначальная сетка конечных элементов принята равномерной, в процессе деформирования пластины она сильно видоизменяется, так как моделируются большие перемещения. Рассматривается плоская деформация. За критерий начала наступления пластических сдвигов принимается достижение касательными напряжениями заданного в условиях задачи определенного предела. Реализованная в программе зависимость между деформациями и напряжениями подразумевает учет истории деформирования материала в данной точке, а не только текущее значение деформаций. Модель позволяет рассматривать и разгрузку, если таковая имеет место. Расчетная модель ориентирована на правильный учет геометрии при больших перемещениях и углах поворота, допускает рассмотрение свободного полета составляющих расчетной схемы, их контактное взаимодействие. В части интегрирования уравнений движения программа опирается на явную схему вычислений с экстраполяцией по Адамсу. Применение изложенного алгоритма показано на примере задачи об ударе летящей короткой балки (пластины) по жесткому упору. Пример включает рассмотрение ударного взаимодействия, отскок от упора, свободный полет колеблющейся балки. Дается сравнение упругого и неупругого поведения материала. Продемонстрирован волновой характер решения. Пример всесторонне проанализирован, в частности, исследована сходимость при двукратном сгущении сетки и уменьшении шага по времени. Максимальное количество конечных элементов составляет 204 800. Численный алгоритм имеет ряд особенностей: постоянное получение и хранение напряжений для площадок, ориентированных по неподвижным глобальным осям, возможность появления деформаций сдвига на любой из критических площадок. Сделан вывод о невозможности достижения сходимости для ускорений при сгущении сетки и вывод о том, что эта невозможность не является фатальной для метода. Как альтернатива предлагается определение ускорения центра масс балки или любого фрагмента расчетной схемы.

Ключевые слова: динамическая задача, пластические деформации, удар, отскок, свободный полет, явная вычислительная схема, метод конечных элементов, треугольный элемент, сходимость по координате, сходимость по шагу, центр масс, волны деформаций, процессорное время, ускорение

Заявление о конфликте интересов. Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Вклад авторов: Штейн А.В. — разработка теории, выполнение расчета, визуализация, написание текста; Зылев В.Б. — концепция исследования, руководство проектом, валидация. Все авторы ознакомлены с окончательной версией статьи и одобрили ее.

Штейн Алексей Владимирович, доцент кафедры строительной механики, Российский университет транспорта (МИИТ), Российская Федерация, 127994, г. Москва, ул. Образцова, д. 9, стр. 9; eLIBRARY SPIN-код: 3150-4438, ORCID: 0009-0003-2232-5121; e-mail: avsh7714@yandex.ru

Зылев Владимир Борисович, доктор технических наук, профессор кафедры строительная механика, Российский университет транспорта (МИИТ), Российская Федерация, 127994, г. Москва, ул. Образцова, д. 9, стр. 9; eLIBRARY SPIN-код: 5833-9120, ORCID: 0000-0001-5160-0389; e-mail: zylevvb@ya.ru

© Штейн А.В., Зылев В.Б., 2025

This work is licensed under a Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Для цитирования: Штейн А.В., Зылев В.Б. Численное моделирование больших пластических деформаций и свободного полета балки после удара о жесткий упор // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2025. Т. 21. № 3. С. 191–206. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2025-21-3-191-206>

Numerical Simulation of Large Plastic Deformations and Free Flight of a Beam After Impact with a Rigid Stop

Alexey V. Shtein^{ID}, Vladimir B. Zylev^{ID}✉

Russian University of Transport, Moscow, Russian Federation
✉ zylevvb@yandex.ru

Received: February 21, 2025.

Revised: May 14, 2025.

Accepted: May 30, 2025.

Abstract. A numerical method for analyzing fast-flowing dynamic behavior of a system of bodies during their contact interaction is investigated. The research method is based on the analysis of solution convergence when the finite element grid is condensed and the time step is reduced. The algorithm and the corresponding computer program were developed by the authors. The problem is considered in a geometrically and physically nonlinear formulation, large elastic and plastic deformations are considered. The finite element method is used. The simplest triangular finite element with a linear displacement field is used. The initial grid of finite elements is assumed to be uniform; in the process of plate deformation, it is greatly modified, since large displacements are simulated. Plane strain is considered. The criterion for the onset of plastic shear is shear stress achieving a certain limit set in the conditions of the problem. The relationship between strain and stress implemented in the program implies taking into account the strain history of the material at a given point, and not just the current value of strain. The model also allows to consider unloading, if such is the case. The calculation model is focused on the correct consideration of geometry with large displacements and rotation angles, allows consideration of free flight of the components of the model, their contact interaction. In terms of integrating the equations of motion, the program relies on an explicit calculation scheme with Adams extrapolation. The application of the described algorithm is based on the example problem of a flying short beam (plate) hitting a rigid stop. The example considers impact interaction, rebound from the stop, and free flight of the vibrating beam. The elastic and inelastic behavior of the material is compared. The wave nature of the solution is demonstrated. The example is comprehensively analyzed, in particular, convergence is investigated when the grid is doubled and the time step is reduced. The maximum number of finite elements is 204800. The numerical algorithm has a number of features: constant stress acquisition and storage for planes oriented along the fixed global axes, and the possibility of shear deformation at any of the critical planes. It is concluded that it is impossible to achieve convergence for accelerations when the grid is condensed, and it is concluded that this impossibility is not fatal for the method. As an alternative, it is proposed to determine the acceleration of the center of mass of the beam or any fragment of the model.

Keywords: dynamic problem, plastic deformations, impact, rebound, free flight, explicit computational scheme, finite element method, triangular element, coordinate convergence, step convergence, center of mass, deformation waves, processor time, acceleration

Conflicts of interest. The authors declare that there is no conflict of interest.

Authors' contribution: Stein A.V. — theory development, calculation, visualization, writing; Zylev V.B. — research concept, project management, validation. All authors read and approved the final version of the article.

For citation: Shtein A.V., Zylev V.B. Numerical simulation of large plastic deformations and free flight of a beam after impact with a rigid stop. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2025;21(3):191–206. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2025-21-3-191-206>

1. Введение

Современные численные методы позволяют решать все более сложные статические и динамические задачи [1–5], при этом учитываются многие факторы, пусть и усложняющие расчет, но делающие расчетные модели более общими, приближающими результаты анализа к поведению реальных объектов.

Alexey V. Shtein, Associate Professor of the Department of Structural Mechanics, Russian University of Transport (MIIT), 9/9, Obraztsova St, Moscow, 127994, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 3150-4438, ORCID: 0009-0003-2232-5121; e-mail: avsh7714@yandex.ru

Vladimir B. Zylev, Doctor of Technical Sciences, Professor, Department of Structural Mechanics, Russian University of Transport (MIIT), 9/9, Obraztsova St, Moscow, 127994, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 5833-9120, ORCID: 0000-0001-5160-0389; e-mail: zylevvb@ya.ru

Данная работа использует метод конечных элементов и явную вычислительную схему интегрирования уравнений движения, что в настоящий момент не является безусловным признаком новизны и ранее исследовалась в [6–10].

Вместе с тем в настоящей работе авторами применяются только собственные вычислительные алгоритмы [11–15] и собственная компьютерная программа, что дает определенные преимущества среди которых полное знание деталей алгоритма, возможность легкого внесения необходимого изменения в программные модули, иногда ориентированные даже на конкретные задачи.

Использование собственной компьютерной программы, конечно, не гарантирует научную новизну, многие элементы алгоритмов повторяют общепринятые подходы. Наибольшее внимание уделено тем элементам компьютерной программы и алгоритма, которые авторы считают новыми: работа с напряжениями в глобальной системе координат, несмотря на рассмотрение больших перемещений, и углов поворота; контроль результатов решения с использованием понятия «центра масс»; использование равномерной конечно-элементной сетки в начале решения, возможность рассмотрения пластических сдвигов лишь на тех площадках, где превышен предел упругости.

В исследовании авторы ограничились рассмотрением плоской деформации, условием наступления текучести по максимальным касательным напряжениям. Предлагаемый алгоритм ориентирован на адекватное отображение следующих особенностей поведения расчетной модели: большие перемещения, углы поворота; большие деформации; отображение волновых процессов; отображение процессов разгрузки, если таковая имеет место в какой-либо области расчетной схемы; моделирование свободного полета; формирование контактных усилий с использованием закона трения по Кулону.

Дальнейшее изложение будем вести на примере достаточно сложной модельной задачи, делая при необходимости теоретические отступления.

Авторами используется простейший конечный элемент с линейным законом для перемещений и постоянными напряжениями внутри элемента. Недостатки этой модели хорошо известны и преодолеваются прежде всего в сгущении сетки.

2. Метод решения

2.1. Интегрирование уравнений движения

Используется явная вычислительная схема интегрирования уравнений движения с экстраполяцией по Адамсу. Распределенная масса заменяется точечными массами в узлах конечно-элементной сетки. На каждом временном шаге необходимо лишь определить сосредоточенные силы, действующие на точечные массы. Применение 2-го закона Ньютона дает соответствующие ускорения. Дальнейшая процедура вычислений описана во многих наших публикациях [11–15], поэтому подробнее на ней останавливаться не будем.

Явная схема не требует решения системы линейных уравнений, но требует использования крайне малых шагов по времени, что, как ни странно, можно отнести как к недостаткам, так и к преимуществам метода. Преимущества — гарантированное отражение волновых процессов и точная фиксация по времени перехода в пластическое состояние или выхода из него.

2.2. Описание расчетной схемы численного примера

На рис. 1 представлена плоская расчетная схема.

Приведем полные характеристики расчетной схемы. Материал балки (точнее балки стенки) максимально приближен к обычной стали 3, модуль упругости $E = 2\,000\,000$ кг/см², коэффициент Пуассона $\mu = 0,25$, удельный вес $0,00785$ кг/см³, предел текучести при растяжении 2400 кг/см².

Коэффициент трения Кулона по контактной поверхности $0,35$. Упор абсолютно жесткий, неподвижный.

Скорость падения балки принята 80 м/с, что примерно соответствует установившейся скорости падения небольшого предмета в воздушной среде. До начала касания напряжения в пластине прак-

тически отсутствуют, но действует собственный вес. Внутреннее трение в материале не учитывается, если не считать, конечно, колоссальной потери энергии при пластической деформации, которая и гасит большую часть начальной кинетической энергии пластины.

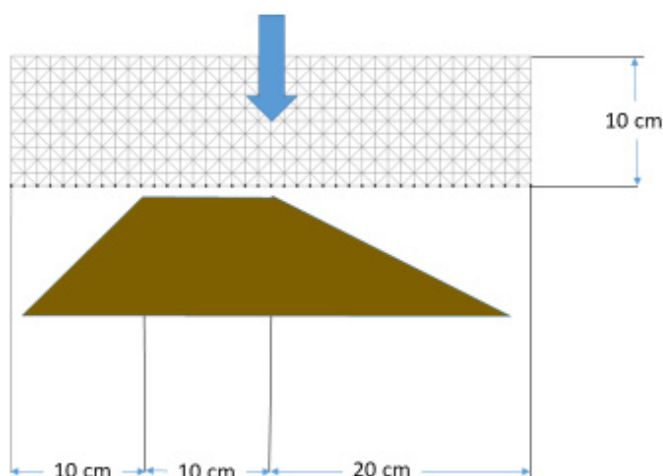


Рис. 1. Расчетная схема с самой грубой сеткой (800 конечных элементов)

И с т о ч н и к: выполнено А.В. Штейном

Figure 1. Calculation model with the coarsest grid (800 finite elements)

S o u r c e: compiled by A.V. Shtein

2.3. Моделирование контактных усилий

Контактное взаимодействие может быть рассмотрено во многих, в том числе широко употребляемых в настоящее время программных конечно-элементных комплексах, например LS-DYNA, NASTRAN и др. В наших ранних публикациях [12; 15] приводится вариант вычисления контактных усилий, который используется в данной работе. В последней из упомянутых публикаций контактные силы вычисляются для трехмерного случая. Чтобы не повторять содержание ранее опубликованного материала, ограничимся лишь кратким изложением учета контактного взаимодействия.

Касание внешних узлов одного тела (в нашем случае это будет пластина) с участками границы другого тела (в нашем случае это будет упор) осуществляется через некоторые пружины (контактные жесткости). Нормальная составляющая контактной силы считается пропорциональной глубине проникновения внешнего узла вглубь границы тела. Касательная составляющая контактной силы накапливается при смещении узла вдоль линии контакта. Когда она достигает предельного значения по Кулону, начинается скольжение по линии соприкосновения. Контактное взаимодействие может наступать, прекращаться и снова возникать в процессе счета. Все эти операции естественно выполняются автоматически. На вычисления контактных сил тратится определенное процессорное время. С увеличением жесткости контактных пружин точность моделирования контактного взаимодействия повышается, так как уменьшается зазор между соприкасающимися телами, который в идеале должен вообще отсутствовать. Однако увеличение контактных жесткостей приводит к необходимости уменьшения шага интегрирования, поэтому здесь приходится идти на некоторый компромисс. Касательная и нормальная жесткости для рассматриваемых примеров были приняты равными 2×10^6 кг/см и для всех типов сетки. Поскольку с уменьшением размера конечного элемента количество пружин на единицу длины контактного взаимодействия будет возрастать, можно говорить о том, что со сгущением сетки конечных элементов точность контактного взаимодействия также возрастает.

2.4. Порядок вычисления узловых реакций в конечном элементе

Использован простейший треугольный конечный элемент с линейным полем перемещений и соответственно постоянными по объему напряжениями. Когда напряжения в элементе известны, узловые реакции легко определяются. На этой стандартной для метода конечных элементов процедуре не будем останавливаться, сосредоточившись на алгоритме вычисления напряжений в элементе.

В нашей модели напряжения не могут быть получены непосредственно по значениям деформаций, но зависят от истории их накопления. Будем далее исходить из того, что шаги по времени весьма малы, соответственно, малыми являются и приращения деформаций на каждом шаге.

Сначала по приращениям смещений узлов на данном шаге определяются соответствующие приращения напряжений. Это делается точно так же, как в обычной линейной задаче. Правда, здесь следует использовать координаты узлов, которые имеет система в рассматриваемый момент времени.

Полученные приращения напряжений добавляются к напряжениям текущего шага и получают исправленные напряжения. Здесь удобно, чтобы напряжения и их добавки были записаны для одной системы координат, что и реализовано в нашем алгоритме.

Далее вычисляются главные напряжения и выполняется проверка на превышение максимальных касательных напряжений:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} < \tau_T = \frac{\sigma_T}{2} ; \quad (1)$$

$$\frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2} < \tau_T = \frac{\sigma_T}{2} ; \quad (2)$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} < \tau_T = \frac{\sigma_T}{2} , \quad (3)$$

где σ_1 , σ_2 , σ_3 — значения главных напряжений текущего шага, σ_T — предел текучести материала. Как было сказано выше, в данной работе авторы ограничились критерием пластичности наибольшего касательного напряжения.

Если все три неравенства выполняются, это будет означать, что на данном шаге конечный элемент работает как упругий и не нужно вносить корректировку в значения напряжений. Если неравенство (1) не выполняется (практически наиболее частый случай), следует уменьшить σ_1 и на столько же увеличить σ_3 , чтобы неравенство (1) превратилось в равенство. Далее необходимо проверить остальные неравенства и в случае их нарушения (весьма редкий случай) соответствующим образом откорректировать значения главных напряжений. Если нарушение неравенств имело место, следует зафиксировать, что на данном шаге в данном элементе происходят пластические деформации. После корректировки главных напряжений необходимо сделать очевидную корректировку напряжений на исходных площадках.

На каждом шаге необходимо еще определить поворот элемента как жесткого целого по формуле $\alpha = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} \right)$, где u и v — приращения перемещений точек элемента вдоль горизонтальной и вертикальной оси на текущем шаге интегрирования.

Над только что полученными значениями напряжений при помощи угла α следует выполнить преобразование поворота. Таким образом, наш алгоритм настроен на получение напряжений σ_x , σ_y , τ_{xy} в неподвижных осях координат x и y . После того как напряжения в элементе определились, можно найти узловые реакции в конечном элементе по известной методике, которую не будем повторять.

3. Результаты

В разделе 3 подробно описан пример для численного анализа. Моделирование выполнялось для трех конечно-элементных сеток.

Грубая сетка, размер катета треугольного элемента — 1 см, количество элементов — 800.

Средняя сетка, размер катета треугольного элемента — 0,25 см, количество элементов — 12 800.

Мелкая сетка, размер катета треугольного элемента — 0,0625 см, количество элементов — 248 000.

Обозначение сеток грубая, средняя и мелкая будет далее использоваться в тексте. Сгущая сетку, авторы каждый раз уменьшали линейный размер элемента в 4 раза.

Если говорить о времени, которое затрачивает компьютер на решение примера, то переход от грубой сетки к мелкой требует увеличения этого времени примерно в 4 096 раз. Здесь надо иметь в виду, что при переходе к более мелкой сетке не только возрастает количество элементов, но и уменьшается шаг интегрирования в 4 раза. Если при использовании грубой сетки измеряется секундами, то при использовании мелкой сетки требуются уже сутки работы компьютера. Эти данные соответствуют использованию обычного компьютера с тактовой частотой 3,6 GHz. Большое время тратится также на создание компьютерной анимации и графиков, если эти действия выполняются.

3.1. Сходимость при сгущении сетки конечных элементов

Сначала рассмотрим сходимость по пространственной координате. В табл. 1 показаны состояния системы в момент времени $t = 0,0005$ с момента касания упора. Как можно видеть, три сетки дают близкий результат с точки зрения общего состояния балки. Удовлетворительно совпадают области касания. Светлым цветом на рисунках отмечены элементы, которые в текущий момент времени находятся в состоянии пластического течения. Области, захваченные пластическими деформациями для средней и мелкой сетки, удовлетворительно совпадают. Таким образом, данные табл. 1 свидетельствуют о наличии сходимости по пространственной координате. В таблице даны значения шагов по времени, которые использованы при численном интегрировании.

К сожалению, в статье нет возможности воспроизвести компьютерную анимацию, которая реализована в программе и дает лучшее представление о характере исследуемого движения, чем отдельные рисунки.

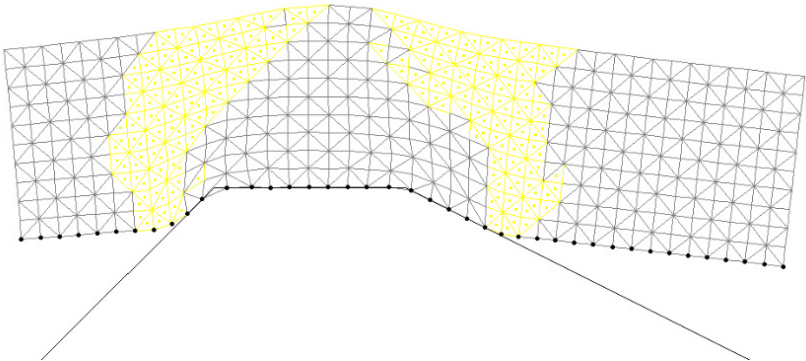
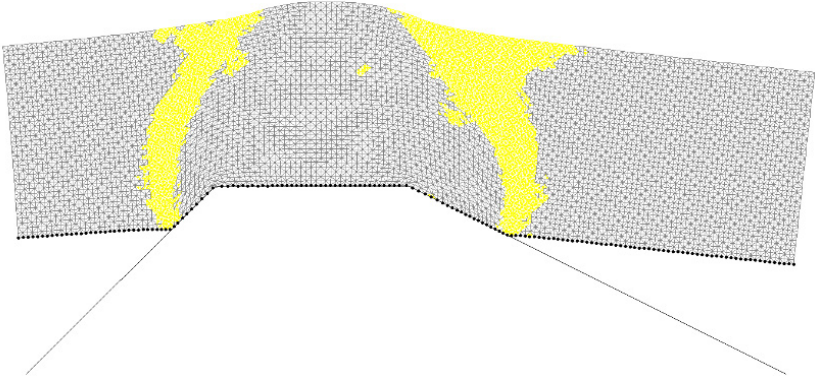
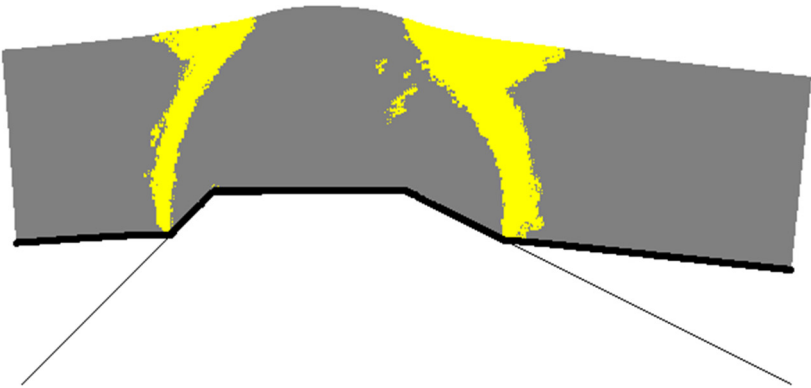
В табл. 2 представлена балка, находящаяся в состоянии свободного полета после отскока от упора.

Как видно, очертания графиков (исключая ускорения, их обсудим позже) визуальным образом совпадают. На каждом графике имеются три цифры — максимальное, текущее и минимальное значение, что позволяет установить масштаб графика. Контроль точности удобно производить по максимальным и минимальным значениям. Максимальные перемещения для двух сеток отличаются на 8 %, значения скорости — на 2 %.

Сходимость для ускорений существенно хуже, максимальные значения отличаются на 34 %, очертания графиков далеко не полностью совпадают. Вообще при сгущении сетки ускорения в конкретной точке при ударных воздействиях неограниченно возрастают. Метод численного интегрирования, который здесь используется, отражает и самые высокочастотные колебания, которые происходят в расчетной схеме. Чем меньше размеры конечных элементов, тем больше будут частоты соответствующих высших форм и больше ускорение конкретного узла расчетной схемы. Эта особенность рассмотрена в нашей публикации [14]. Таким образом, использование ускорения узла для анализа сходимости не имеет в данном случае смысла.

Таблица 1 / Table 1

Область, захваченная пластическими деформациями в момент времени 0,0005 с
с начала касания упора при различных размерах конечных элементов /
The area captured by plastic deformations at a time of 0.0005 s
from the beginning of the contact with the stop at various sizes of the finite elements

Название сетки Кол-во конечных элементов / Name of the grid Number of finite elements	Состояние пластины и область, где происходят пластические деформации в текущий момент времени / The state of the plate and the area where plastic deformations occur at the current time
Грубая сетка 800 элементов / Coarse grid of 800 elements Шаг по времени $Dt = 0,000000256$ с / Time step $Dt = 0.000000256$ s	
Средняя сетка 12 800 элементов / The Medium grid of 12,800 elements Шаг по времени $Dt = 0,000000064$ с / Time step $Dt = 0.000000064$ s	
Мелкая сетка 204 800 элементов / Fine grid of 204800 elements Шаг по времени $Dt = 0,000000016$ с / Time step $Dt = 0.000000016$ s	

И с т о ч н и к: выполнено А.В. Штейном
Source: compiled by A.V. Shtein

Таблица 2 / Table 2

**Балка в состоянии свободного полета после отскока, момент времени 0,02 с
с начала счета при различных размерах конечных элементов**
**The beam in a state of free flight after rebound, at a time of 0.02 s
since the beginning of counting for various sizes of finite elements**

Название сетки Кол-во конечных элементов / Name of the grid Number of finite elements	Состояние пластины / The state of the plate
Грубая сетка 800 элементов / Coarse grid of 800 elements Шаг по времени $Dt = 0,000000256$ с / Time step $Dt = 0.000000256$ s	
Средняя сетка 12 800 элементов / Medium grid of 12,800 items Шаг по времени $Dt = 0,000000064$ с / Time step $Dt = 0.000000064$ s	
Мелкая сетка 204 800 элементов / Fine grid of 204,800 elements Шаг по времени $Dt = 0,000000016$ с / Time step $Dt = 0.000000016$ s	

Источник: выполнено А.В. Штейном /
Source: compiled by A.V. Shtein

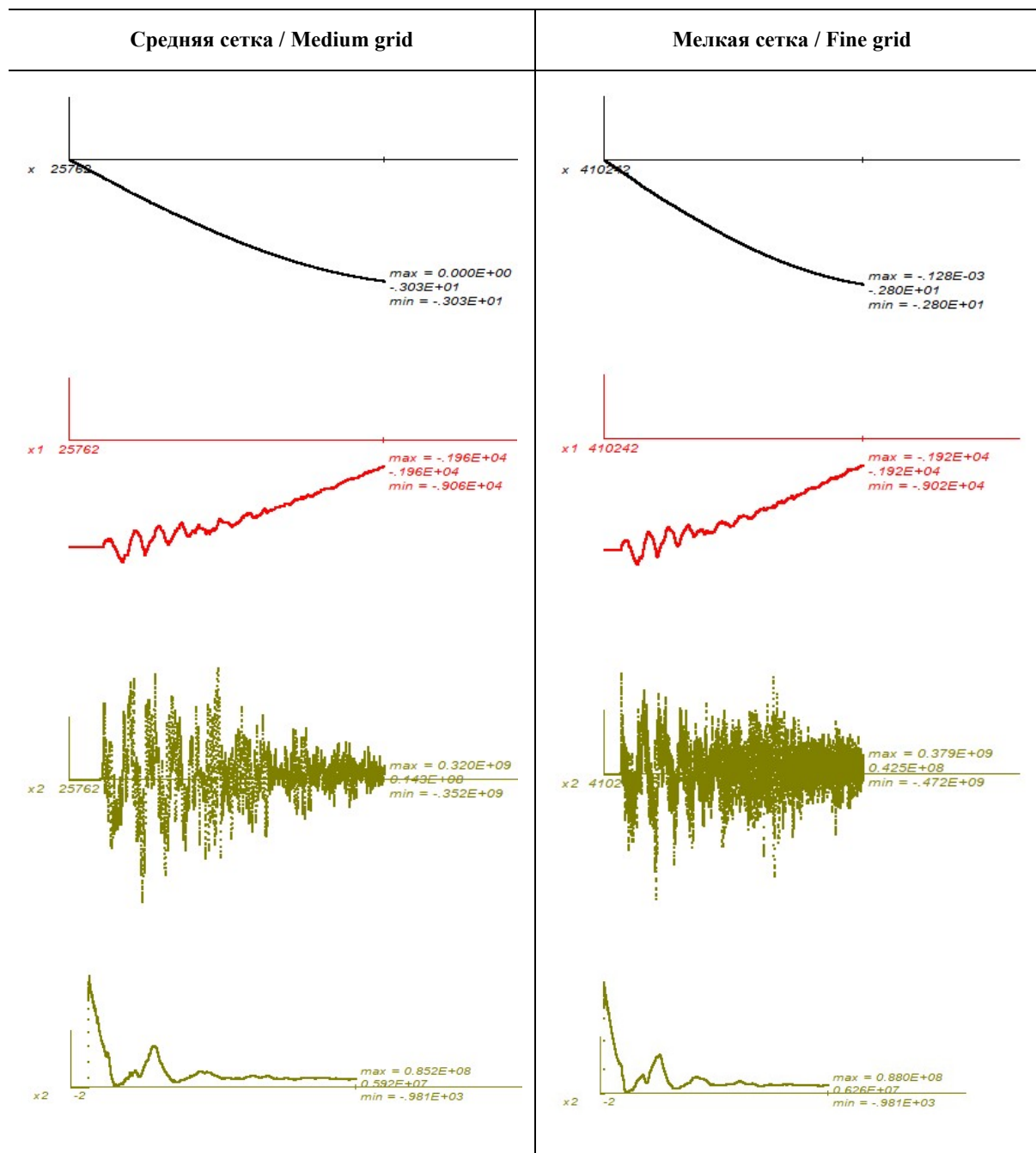
Для того чтобы все же дать оценку ускорений с точки зрения сходимости, можно предложить осуществлять слежение за ускорением центра масс балки. График ускорения центра масс балки приведен в нижней строке табл. 3. Как видно, здесь сходимость наблюдается. Вообще говоря, из расчет-

ной схемы можно вырезать и некоторую область и рассматривать центр масс этой области. По существу, здесь получим некоторое усреднение ускорения по выбранной области.

Далее рассмотрим сходимость для напряжений при сгущении сетки. Приведем графики первого главного растягивающего напряжения (табл. 4) для средней и мелкой сетки. Элементы, в которых определяются напряжения, показаны в нижней строке табл. 4.

Таблица 3 / Table 3

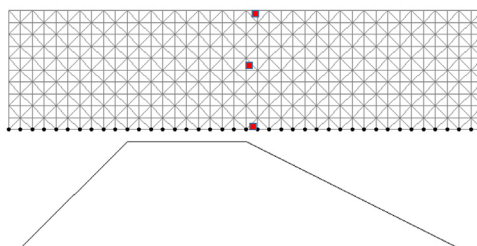
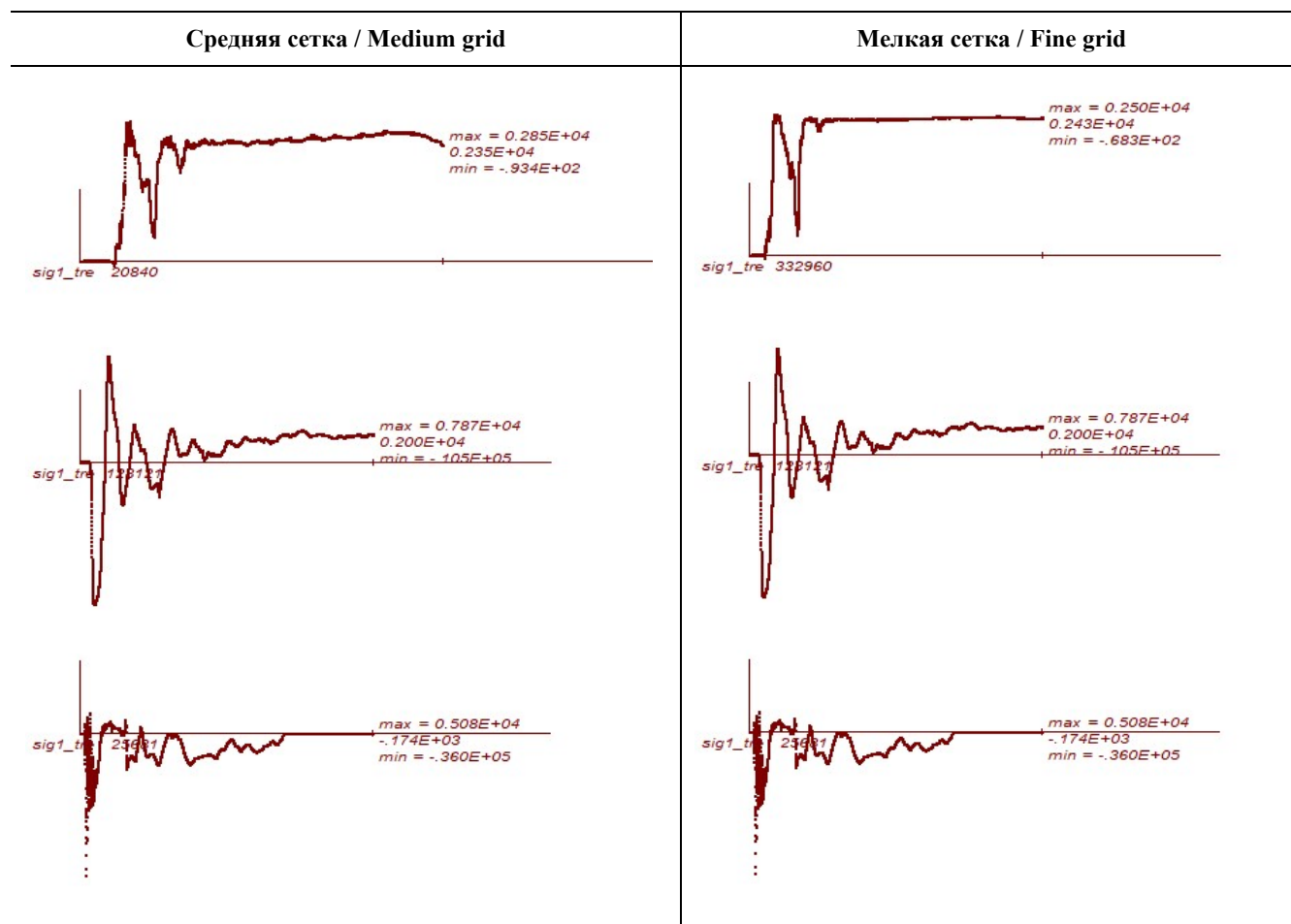
Перемещение, скорость, ускорение левой верхней угловой точки пластины по вертикали, ускорение центра масс. Средняя и мелкая сетки /
Vertical displacement, velocity, acceleration of the upper left corner point of the plate vertically, acceleration of the center of mass. Medium and fine grids



И с т о ч н и к: выполнено А.В. Штейном /
Source: compiled by A.V. Shtein

Таблица 4 / Table 4

**Первые главные напряжения в трех точках пластины /
The first principal stresses at three points of the plate**



Источник: выполнено А.В. Штейном /
Source: compiled by A.V. Shtein

Из анализа данных табл. 4 видно, что и для напряжений имеется сходимость при сгущении сетки. Существенно лучший результат получается для точки, лежащей на середине балки по высоте (расхождение менее 2 %), хуже результат для верхней и нижней точек. Объяснение здесь заключается в том, что верх и низ пластины — это области с резким изменением напряжений и здесь в полной мере проявляются дефекты треугольного элемента. Также надо иметь в виду, что фактически идет сравнение напряжений в разных точках. Различное положение точек слежения за напряжениями проиллюстрировано на рис. 2 для средней и мелкой сеток.

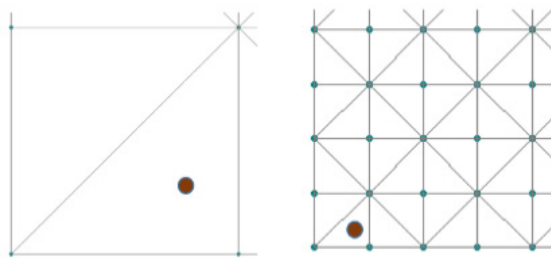


Рис. 2. Положение граничной точки для средней и мелкой сетки

И с т о ч н и к: выполнено А.В. Штейном

Figure 2. The position of the boundary point for the medium and fine grid

S o u r c e: compiled by A.V. Shtein

Подводя итог, можно констатировать, что для напряжений сходимость, пусть не в лучшем виде, но достигнута.

3.2. Исследование сходимости при уменьшении шага интегрирования

Далее перейдем к исследованию сходимости по временному шагу. Будем использовать тот же временной отрезок, что и при исследовании сходимости по напряжениям и среднюю сетку.

В табл. 5 приведены численные результаты решения, полученные при трех значениях шага интегрирования $\Delta t = 6,410 \cdot 10^{-8}$, $\frac{\Delta t}{2}$ и $\frac{\Delta t}{4}$. Приводятся максимальные по модулю значения, взятые с графиков. Кинематические параметры определялись для левой верхней точки пластины, точки для определения напряжений показаны в нижней строке табл. 4.

Таблица 5 / Table 5

Исследование сходимости при уменьшении шага интегрирования по времени.

Смещение, скорость и ускорение левой верхней точки пластины. Главные напряжения в трех точках /

Investigation of convergence with decreasing integration step in time.

Displacement, velocity, and acceleration of the upper left point of the plate. Principal stresses are at three points

Шаг интегрирования, секунды / Integration step, seconds	$6,410 \cdot 10^{-8}$	$3,205 \cdot 10^{-8}$	$1,300 \cdot 10^{-8}$
Смещение, см / Displacement, cm	$-0,303 \cdot 10$	$-0,303 \cdot 10$	$-0,303 \cdot 10$
Скорость, см/с / Velocity, cm/c	$-0,906 \cdot 10^4$	$-0,906 \cdot 10^4$	$-0,906 \cdot 10^4$
Ускорение, см/с ² / Acceleration, cm/c ²	$-0,352 \cdot 10^9$	$-0,348 \cdot 10^9$	$-0,349 \cdot 10^9$
σ_1 верх, кг/см ² / σ_1 upper, kg/cm ²	$0,285 \cdot 10^4$	$0,283 \cdot 10^4$	$0,283 \cdot 10^4$
σ_1 середина, кг/см ² / σ_1 middle, kg/cm ²	$-0,106 \cdot 10^5$	$-0,106 \cdot 10^5$	$-0,106 \cdot 10^5$
σ_1 низ, кг/см ² / σ_1 bottom, kg/cm ²	$-0,360 \cdot 10^5$	$-0,351 \cdot 10^5$	$-0,354 \cdot 10^5$
σ_2 верх, кг/см ² / σ_2 upper, kg/cm ²	$-0,116 \cdot 10^4$	$-0,119 \cdot 10^4$	$-0,120 \cdot 10^4$
σ_2 середина, кг/см ² / σ_2 middle, kg/cm ²	$-0,130 \cdot 10^5$	$-0,130 \cdot 10^5$	$-0,130 \cdot 10^5$
σ_2 низ, кг/см ² / σ_2 bottom, kg/cm ²	$-0,384 \cdot 10^5$	$-0,376 \cdot 10^5$	$-0,378 \cdot 10^5$

*Приведены максимальные по модулю значения за отрезок времени 0,00052 с /

*The maximum modulo values for a time interval of 0.00052 s are given

И с т о ч н и к: выполнено А.В. Штейном / S o u r c e: compiled by A.V. Shtein

Как видно с уменьшением шага по времени, расхождения даже для ускорения не превышают 0,3 %. Для напряжений расхождение составляет менее 0,8 %. Такую сходимость можно признать хорошей, значительно лучшей, чем по пространственной координате.

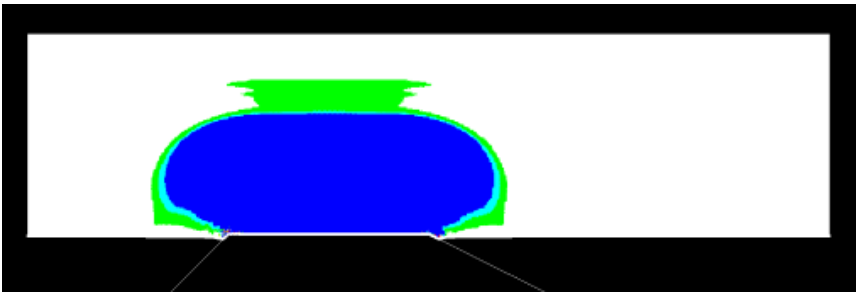
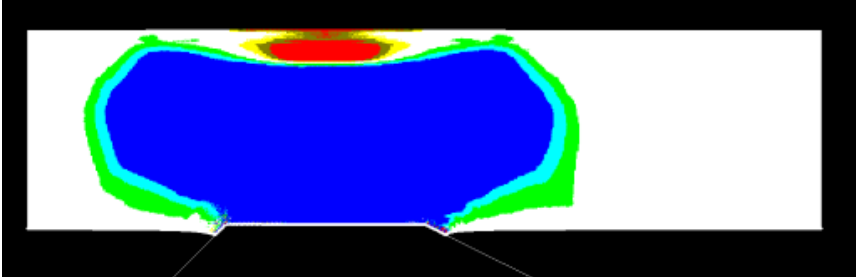
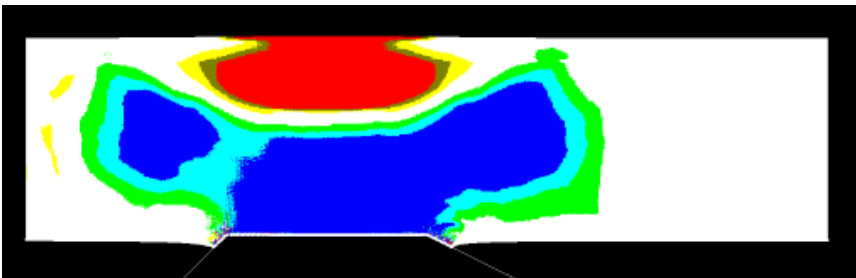
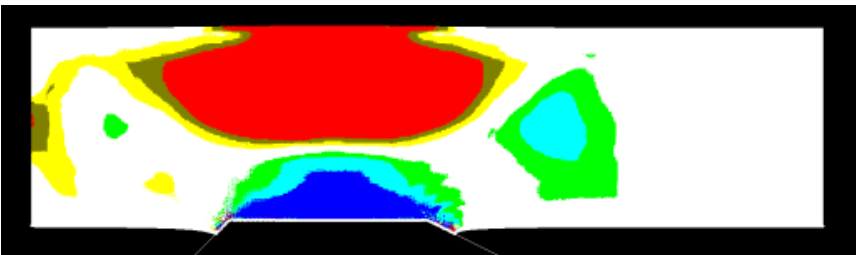
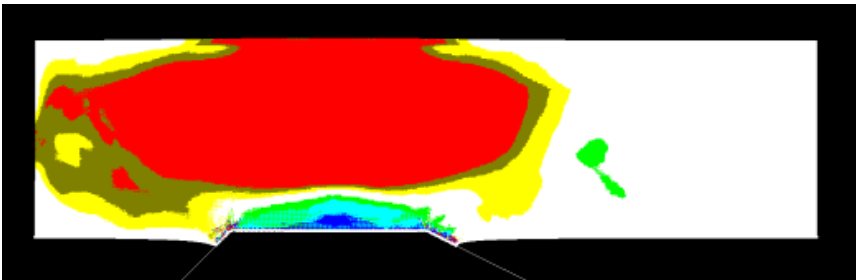
3.3. Анализ результатов с точки зрения моделирования волн деформаций

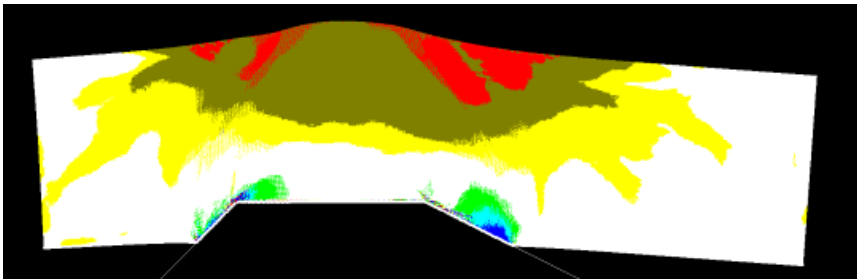
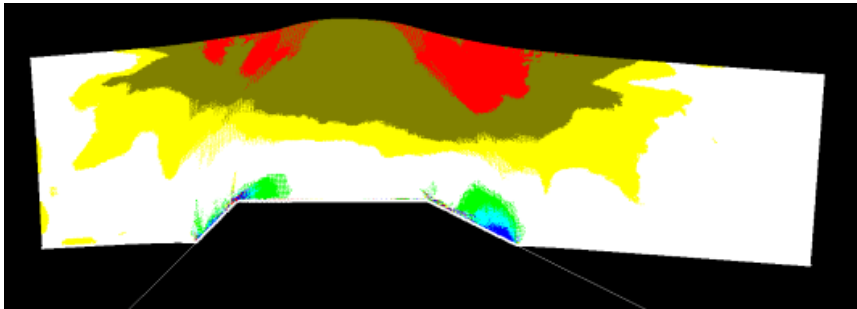
В табл. 6 представлены деформированные состояния системы с эпюрой главного растягивающего напряжения σ_1 . В статье приводятся рисунки только для нескольких моментов времени.

Таблица 6 / Table 6

Демонстрация волнового характера решения, эпюры первого главного напряжения /
Demonstration of the wave nature of the solution, a plot of the first principal stress

Момент времени, с / Point in time, s	Состояние системы / System state
Шкала для напряжений / Scale for stresses	2400.000 1600.000 800.000 0 0 -800.000 -1600.000 -2400.000
$t = 0,000010096$	
$t = 0,000014135$	
$t = 0,000018173$	

Момент времени, с / Point in time, s	Состояние системы / System state
$t = 0,000022212$	
$t = 0,000036346$	
$t = 0,000040365$	
$t = 0,000044423$	
$t = 0,000048462$	

Момент времени, с / Point in time, s	Состояние системы / System state
$t = 0,000405869$	
$t = 0,000409908$	

И с т о ч н и к: выполнено А.В. Штейном /
S o u r c e: compiled by A.V. Shtein

Первые четыре рисунка табл. 6 представляют начало процесса соударения. Используя их, можно получить скорость распространения фронта волны деформаций, которая оказывается близкой к аналитическому значению для неограниченного упругого тела:

$$V_{\text{сж}} = \sqrt{\frac{E(1-\mu)}{\rho(1-\mu-2\mu^2)}} = 5476,52 \text{ м/с.}$$

Необходимо подчеркнуть, что значение скорости распространения волны заметно не изменилось, несмотря на сильные отступления от закона Гука в модели. Также отметим, что в области касания возникает напряженное состояние, близкое к трехосному гидростатическому сжатию.

Следующие четыре рисунка табл. 6 соответствуют известному правилу отражения волны сжатия от свободной поверхности волной растяжения. Последние два рисунка отражают стадию соприкосновения, за которой следует отскок. Сравнение с упругим решением показывает, что пластические деформации существенно удлиняют время касания при ударе, которое оказалось равно 0,00133 с. Если отказаться от учета пластических деформаций, время соприкосновения будет 0,00034 с. Соответствующий расчет авторами выполнялся, но в статье не приведен.

4. Заключение

1. Представлены основные этапы и последовательность решения динамической задачи о соударении упругопластических тел. Для решения использовалась компьютерная программа, полностью разработанная авторами статьи. Задача решена с учетом больших перемещений и деформаций, допус-

кает рассмотрение свободного полета и контактного взаимодействия. Приведенное решение носит явно выраженный волновой характер.

2. Отличительные черты развиваемого подхода — получение и работа с напряжениями в неподвижной глобальной системе координат и возможность рассмотрения пластических сдвигов лишь по тем площадкам, где достигнут предел текучести, т.е. рассматривается сложное нагружение.

3. Приведен пример численного моделирования для плоской задачи соударения пластины с упором, на основании которого удалось продемонстрировать удовлетворительную сходимость результатов при сгущении сетки конечных элементов и хорошую сходимость результатов при уменьшении шага интегрирования уравнений движения по времени.

4. Показано, что для используемого метода сходимость для ускорения точки при сгущении сетки не может быть достигнута и это не является признаком ущерба метода.

5. Предложено использовать понятие центра масс при анализе сходимости решения для конечно-элементных схем большой размерности.

Список литературы

1. Cao X., Jiang H., Ru Y., Shi J. Asymptotic solution and numerical simulation of lamb waves in functionally graded viscoelastic film // *Materials*. 2019. Vol. 12. Iss. 2. P. 268–284. <https://doi.org/10.3390/ma12020268>
2. Kielczynski P., Szalewski M., Balcerzak A., Wieja K. Propagation of ultrasonic Love waves in nonhomogeneous elastic functionally graded materials // *Ultrasonics*. 2016. Vol. 65. P. 220–227. <https://doi.org/10.1016/j.ultras.2015.10.001> EDN: VFDHLH
3. Ezzin H., Wang B., Qian Z. Propagation behavior of ultrasonic Love waves in functionally graded piezoelectric-piezomagnetic materials with exponential variation // *Mechanics of Materials*. 2020. Vol. 148. Article no. 103492. <https://doi.org/10.1016/j.mechmat.2020.103492> EDN: ZDRWFI
4. Liguori F., Madeo A., Garcea G. A mixed finite-element formulation for the elasto-plastic analysis of shell structures // *Materials Research Proceedings*. 2023. Vol. 26. P. 227–232. <https://doi.org/10.21741/9781644902431-37>
5. Wang C., Wang H., Shankar K., Hazell P.J. Dynamic failure behavior of steel wire mesh subjected to medium velocity impact: Experiments and simulations // *International Journal of Mechanical Sciences*. 2022. Vol. 216. Article no. 106991. <https://doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2021.106991>
6. Chung J., Hulbert G.M. Explicit time integration algorithms for structural dynamics with optimal numerical dissipation // *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 2021. Vol. 375. Article no. 113664. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2020.113664>
7. Wang X., Zhang L., Chen Z. A new explicit time integration scheme for nonlinear dynamic analysis // *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. 2022. Vol. 123 (8). P. 1867–1889. <https://doi.org/10.1002/nme.6931>
8. Zhou Y., Zhang W., Jiang Q. An improved explicit time-marching procedure with controllable numerical dissipation // *Applied Mathematical Modelling*. 2023. Vol. 114. P. 1–18. <https://doi.org/10.1016/j.apm.2022.09.018>
9. Huang D.Z., Pazner W., Persson P.O., Zahr M.J. High-order explicit time integration schemes for structural dynamics with minimal overshoot // *Journal of Computational Physics*. 2020. Vol. 412. Article no. 109441. <https://doi.org/10.1016/j.jcp.2020.109441>
10. Pandolfi A., Ortiz M. A comparative study of explicit and implicit time integration schemes for dynamic fracture problems // *Engineering Fracture Mechanics*. 2021. Vol. 245. Article no. 107562 <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2021.107562>
11. Штейн А.В., Зылев В.Б. Динамические задачи строительной механики с отрицательным временем // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2024. Т. 20. № 3. С. 276–288. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2024-20-3-276-288>
12. Зылев В.Б. Вычислительные методы в нелинейной механике конструкций. Москва : НИЦ «Инженер», 1999. 144 с. ISBN 5-8208-0012-5
13. Александров А.В., Потапов В.Д., Зылев В.Б. Строительная механика : в 2 книгах. Книга 2 : Динамика и устойчивость упругих систем. Москва : Высшая школа, 2008. 384 с. ISBN 978-5-06-005357-9
14. Зылев В.Б., Григорьев Н.А., Алферов И.В. Об ускорениях точек упругих тел при соударениях // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2019. № 2 (283). С. 59–61. EDN: DJHVAE
15. Зылев В.Б., Григорьев Н.А. Китайский волчек как тест для контактных динамических задач // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2015. № 3. С. 42–47. EDN: UABYQN

References

1. Cao X., Jiang H., Ru Y., Shi J. Asymptotic solution and numerical simulation of lamb waves in functionally graded viscoelastic film. *Materials*. 2019;12(2):268–284. <https://doi.org/10.3390/ma12020268>
2. Kielczynski P., Szalewski M., Balcerzak A., Wieja K. Propagation of ultrasonic Love waves in nonhomogeneous elastic functionally graded materials. *Ultrasonics*. 2016;65:220–227. <https://doi.org/10.1016/j.ultras.2015.10.001> EDN: VFDHLH
3. Ezzin H., Wang B., Qian Z. Propagation behavior of ultrasonic Love waves in functionally graded piezoelectric-piezomagnetic materials with exponential variation. *Mechanics of Materials*. 2020;148:103492. <https://doi.org/10.1016/j.mechmat.2020.103492> EDN: ZDRWFI
4. Liguori F., Madeo A., Garcea G. A mixed finite-element formulation for the elasto-plastic analysis of shell structures. *Materials Research Proceedings*. 2023;26:227–232. <https://doi.org/10.21741/9781644902431-37>
5. Wang C., Wang H., Shankar K., Hazell P.J. Dynamic failure behavior of steel wire mesh subjected to medium velocity impact: Experiments and simulations. *International Journal of Mechanical Sciences*. 2022;216:106991. <https://doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2021.106991>
6. Chung J., Hulbert G.M. Explicit time integration algorithms for structural dynamics with optimal numerical dissipation. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 2021;375:113664. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2020.113664>
7. Wang X., Zhang L., Chen Z. A new explicit time integration scheme for nonlinear dynamic analysis. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. 2022;123(8):1867–1889. <https://doi.org/10.1002/nme.6931>
8. Zhou Y., Zhang W., Jiang Q. An improved explicit time-marching procedure with controllable numerical dissipation. *Applied Mathematical Modelling*. 2023;114:1–18. <https://doi.org/10.1016/j.apm.2022.09.018>
9. Huang D.Z., Pazner W., Persson P.O., Zahr M.J. High-order explicit time integration schemes for structural dynamics with minimal overshoot. *Journal of Computational Physics*. 2020;412:109441. <https://doi.org/10.1016/j.jcp.2020.109441>
10. Pandolfi A., Ortiz M. A comparative study of explicit and implicit time integration schemes for dynamic fracture problems. *Engineering Fracture Mechanics*. 2021;245:107562 <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2021.107562>
11. Shtein A.V., Zylev V.B. Problems of structural dynamics with negative time. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2024;20(3):276–288. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2024-20-3-276-288>
12. Zylev V.B. *Computational methods in nonlinear mechanics of structures*. Moscow: SIC Engineer Publ.; 1999. (In Russ.) ISBN 5-8208-0012-5
13. Alexandrov A.V., Potapov V.D., Zylev V.B. *Construction mechanics: in 2 books. Book 2. Dynamics and stability of elastic systems*. Moscow: Vysshaya shkola Publ.; 2008. (In Russ.) ISBN 978-5-06-005357-9
14. Zylev V.B., Grigoriev N.A., Alferov I.V. About the acceleration of points of elastic bodies in collisions. *Structural mechanics and analysis of constructions*. 2019;(2):59–61. (In Russ.) EDN: DJHVAE
15. Zylev V.B., Grigoriev N.A. Chinese spinning top as a test for performing contact dynamic tasks. *Structural mechanics and analysis of constructions*. 2015;(3):42–47. (In Russ.) EDN: UABYQN

DOI: 10.22363/1815-5235-2025-21-3-207-215

EDN: SUEUSV

Research article / Научная статья

Seepage and Stability of an Earth Dam under the Condition of Rainfall Infiltration

Hoang P.T. Nguyen¹, Ngoc T. Pham², Thi M. S. Nguyen², Van L. Ngo², Van P. Dang²✉¹ Power Engineering Consulting JSC3, Ho Chi Minh City, Vietnam² Thuyloi University, Ha Noi, Vietnam

✉ phudv@tlu.edu.vn

Received: April 15, 2025.

Revised: June 1, 2025.

Accepted: June 7, 2025

Abstract. The effect of precipitation on the pore pressure of water in the soil and the stability of the slope of an earthen dam is investigated. The earth dam at Khac Khoan reservoir in Binh Phuoc province, Vietnam, was chosen as the case study. In doing so, the SEEP/W and SLOPE/W modules of the GEOSTUDIO software simulate the effects of rainfall on the changes of pore-water pressure of soil and the stability of the earth dam. Four distinct rainfall scenarios representing different intensities were used for the analyses to assess their impact on soil pore-water pressure and stability of the earth dam. The results show that rainfall induces notable changes in pore-water pressure and reduces slope stability, with the magnitude of these effects varying by scenario. Among the scenarios, the moderate-intensity, prolonged rainfall (Scenario 3) exerted the most significant destabilizing influence. Understanding how rainfall alters pore-water pressures and slope safety factors is crucial for evaluating stability under worst-case conditions and formulating appropriate operational and maintenance strategies.

Keywords: Slope stability, Effects of rainfall on slope stability, Numerical simulation, Prolonged rainfall, Landslide

Conflicts of interest. The authors declare that there is no conflict of interest.

Authors' contribution: *Nguyen H.P.T.* — methodology, software, writing; *Pham N.T.* — conceptualization, visualization, writing — review and editing; *Nguyen T.M.S.* — visualization, writing — review and editing; *Ngo V.L.* — visualization, writing — review and editing; *Dang V.P.* — validation, supervision, conceptualization, writing — review and editing.

For citation: Nguyen H.P.T., Pham N.T., Nguyen T.M.S., Ngo V.L., Dang V.P. Seepage and stability of an earth dam under the condition of rainfall infiltration. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2025;21(3):207–215. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2025-21-3-207-215>

Hoang P.T. Nguyen, Member, Department of Hydroelectric Power Engineering, Power Engineering Consulting JSC3, 32 Ngo Thoi Nhiem, District 3, Ho Chi Minh City, Vietnam; ORCID: 0009-0004-8298-9971; e-mail: thaonhp@pecc3.com.vn

Ngoc T. Pham, Doctor of Civil Engineering, Lecturer, Faculty of Civil Engineering, Thuyloi University, 175 Tay Son, Dong Da St, Ha Noi, Vietnam; ORCID: 0000-0002-4928-6236; e-mail: thinhtls@tlu.edu.vn

Thi M.S. Nguyen, Doctor of Civil Engineering, Lecturer, Faculty of Civil Engineering, Thuyloi University, 175 Tay Son, Dong Da St, Ha Noi, Vietnam; ORCID: 0000-0001-8750-0021; e-mail: suongntm@tlu.edu.vn

Van L. Ngo, Doctor of Civil Engineering, Lecturer, Faculty of Civil Engineering, Thuyloi University, 175 Tay Son, Dong Da St, Ha Noi, Vietnam; ORCID: 0000-0002-8497-5280; e-mail: ngovanlinh@tlu.edu.vn

Van P. Dang, Doctor of Civil Engineering, Lecturer, Faculty of Civil Engineering, Thuyloi University, 175 Tay Son, Dong Da St, Ha Noi, Vietnam; ORCID: 0000-0001-9600-0539; e-mail: phudv@tlu.edu.vn

© Nguyen H.P.T., Pham N.T., Nguyen T.M.S., Ngo V.L., Dang V.P., 2025

This work is licensed under a Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Фильтрация и устойчивость грунтовой плотины при просачивании дождевой воды

Х.Ф.Т. Нгуен¹, Н.Т. Фам², Т.М.С. Нгуен², В.Л. Нго², В.Ф. Данг²

¹ Акционерное общество «Энергетический консалтинг», Хошимин, Вьетнам

² Университет Туйлой, Ханой, Вьетнам

✉ phudv@tlu.edu.vn

Поступила в редакцию: 15 апреля 2025 г.

Доработана: 1 июня 2025 г.

Принята к публикации: 7 июня 2025 г.

Аннотация. Исследовано влияние осадков на поровое давление воды в грунте и устойчивость откоса грунтовой плотины. В качестве объекта исследования была выбрана грунтовая плотина водохранилища Хакхоан, расположенного в провинции Биньфюк, Вьетнам. Для моделирования влияния осадков на изменение порового давления воды в грунте и устойчивость откоса использовались модули SEEP/W и SLOPE/W программного обеспечения GEOSTUDIO. Анализ проводился на основе четырех различных сценариев выпадения осадков, представляющих собой различные уровни интенсивности. Результаты показали, что осадки вызывают значительные изменения в поровом давлении воды и снижают устойчивость откоса, при этом степень воздействия варьируется в зависимости от сценария. Среди них наибольшее дестабилизирующее влияние оказал сценарий с осадками умеренной интенсивности и продолжительного характера (Сценарий 3). Понимание того, как осадки влияют на поровое давление и коэффициенты безопасности откоса, имеет решающее значение для оценки устойчивости в условиях наихудшего сценария и разработки соответствующих эксплуатационных и профилактических мероприятий.

Ключевые слова: устойчивость откоса, влияние осадков на устойчивость откоса, численное моделирование, длительные осадки, оползень

Заявление о конфликте интересов. Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Вклад авторов: Нгуен Х.Ф.Т. — методология, программное обеспечение, написание текста; Фам Н.Т. — концептуализация, визуализация, написание текста — рецензирование и редактирование; Нгуен Т.М.С. — визуализация, написание текста — рецензирование и редактирование; Нго В.Л. — визуализация, написание текста, рецензирование и редактирование; Данг В.Ф. — проверка, надзор, концептуализация, написание текста, рецензирование и редактирование.

Для цитирования: Nguyen H.P.T., Pham N.T., Nguyen T.M.S., Ngo V.L., Dang V.P. Seepage and stability of an earth dam under the condition of rainfall infiltration // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2025. Т. 21. № 3. С. 207–215. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2025-21-3-207-215>

1. Introduction

Slope instability, often manifested as landslides, poses a significant global threat, leading to substantial economic losses and, tragically, the loss of human lives. Among the various factors that can trigger slope failures, rainfall stands out as a primary catalyst. Intense rainstorms or prolonged periods of precipitation can significantly alter the hydrological and mechanical conditions within soil slopes, reducing their stability and increasing the likelihood of failure. The consequences of these events can be devastating, impacting infrastructure, disrupting communities, and causing widespread damage. Rainfall-induced slope failures are

Нгуен Хоанг Фуонг Тхао, сотрудник департамента гидроэнергетических сооружений, Консалтинговая акционерная компания по энергетическому машиностроению, 32 Нго Тхой Нием, округ 3, Хошимин, Вьетнам; ORCID: 0009-0004-8298-9971; e-mail: thaonhp@pecc3.com.vn

Фам Нгок Тхинь, доктор технических наук, преподаватель, факультет гражданского строительства, Университет Туйлой, Вьетнам, Ханой, Вьетнам, ул. Тай Сон, Донг Да, 175; ORCID: 0000-0002-4928-6236; e-mail: thinhtls@tlu.edu.vn

Нгуен Тхи Май Суонг, доктор технических наук, преподаватель, факультет гражданского строительства, Университет Туйлой, Вьетнам, Ханой, Вьетнам, ул. Тай Сон, Донг Да, 175; ORCID: 0000-0001-8750-0021; e-mail: suongntm@tlu.edu.vn

Нго Ван Линь, доктор технических наук, преподаватель, факультет гражданского строительства, Университет Туйлой, Вьетнам, Ханой, Вьетнам, ул. Тай Сон, Донг Да, 175; ORCID: 0000-0002-8497-5280; e-mail: ngovanlinh@tlu.edu.vn

Данг Ван Фу, доктор технических наук, преподаватель, факультет гражданского строительства, Университет Туйлой, Вьетнам, Ханой, Вьетнам, ул. Тай Сон, Донг Да, 175; ORCID: 0000-0001-9600-0539; e-mail: phudv@tlu.edu.vn

particularly acute in regions like Vietnam, characterized by a tropical monsoon climate with high rainfall intensity and prolonged wet seasons. The frequency of these events underscores the urgent need for comprehensive research to understand the underlying mechanisms and to develop effective prediction and mitigation strategies.

Numerous slope failures have occurred following heavy or prolonged rainfall events and have been documented in various studies [1–4]. These landslides often occur unexpectedly, and due to the absence of warning systems, they frequently result in significant human and economic losses. To understand the effects of rainfall on slope stability, numerous research articles have addressed this issue [1; 3–17].

Dang et al. [18] conducted a study evaluating the conditions and causes of landslides at Van Hoi Reservoir while considering environmental factors. In this research, the authors utilized survey measurements, experiments, and numerical simulations to assess slope stability. The study concluded that rainfall is one of the primary factors influencing landslides in this area. Additionally, rainfall alters the physical and mechanical properties of soil and pore water pressure, thereby impacting slope stability. However, this study examined the stability of natural slopes with highly permeable soil, which significantly differs from that of an earth dam. Tong et al. [9] investigated slope stability under the influence of prolonged rainfall using numerical simulations with GeoStudio software. This study demonstrated that rainfall significantly affects slope stability; with greater rainfall, slope stability decreases further. Rainfall patterns such as increasing intensity and uniform distribution have a more pronounced effect on slope instability compared to decreasing intensity and normal distribution scenarios. Nevertheless, in their study, the extreme rainfall and cyclical rainfall scenarios, similar to scenario 3 in this study, were not considered. Slope stability considering rainfall was also studied by Tran et al. [19] for natural slopes in Namyangju, South Korea. The authors indicated that under rainfall, negative pore pressure decreases, leading to reduced soil strength and an increased risk of instability. Additionally, the study highlighted the significant correlation between soil permeability and rainfall intensity affecting pore water pressure through the infiltration process. Rahardjo et al. [16] researched the impact of rainfall on slope stability with a five-day continuous rainfall scenario. Pore-water pressure was also examined under various rainfall scenarios, concluding that rainfall greatly affects slope stability. T.N. Pham et al. [10] studied the influence of different rainfall scenarios on slopes using numerical simulations. The authors found that both rainfall intensity and duration significantly affect pore water pressure and slope stability. Notably, in extreme rainfall scenarios with high intensity, the safety factor continues to decline after rainfall due to insufficient recovery time during the considered period. Despite various rainfall patterns being considered, the research focused on natural slopes only.

It can be seen that many studies have shown that rainfall infiltration increases pore water pressure and reduces slope stability. Nevertheless, while numerous studies have explored the impact of rainfall on embankments or primarily focused on natural slopes, research on the effect of rainfall on earth dam slopes remains limited. This limitation arises mainly because earth dams are constructed according to standards with relatively low permeability coefficients and high slope ratios, making the impact of rainfall on dam slopes less severe than on natural slopes. However, the impact of rainfall on the stability of an earth dam is still questionable and needs to be investigated. Because the safety of earth dams is a critically important task that requires careful and thorough consideration. Therefore, understanding the mechanisms of changes in pore water pressure and subsequent slope stability of earth dams after rainfall is essential for preparing measures to ensure the safety of reservoir dams, especially in areas prone to heavy rain. Accordingly, this paper focused on studying the impact of rainfall on changes in pore water pressure and the stability of earth dam slopes, using the Khac Khoan Reservoir earth dam case study in Bình Phước, Vietnam. The common rainfall patterns in the research area were also appropriately considered, particularly for the extreme conditions characterized by very high rainfall intensity and cyclical rainfall. To address these issues, this paper analyzed the effect of rainfall on pore-water pressure and slope stability utilizing the SEEP/W and SLOPE/W modules in GEOSTUDIO software.

2. Methodology

Seepage analysis aims to calculate the variations in pore water pressure within unsaturated-saturated soil slopes due to rainfall. The governing equation for seepage flow in homogeneous, isotropic soils is employed to analyze these pore pressure changes. The finite element method is utilized to simulate unsteady seepage processes within the slope using the SEEP/W module of the GeoStudio software.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q = \left(\frac{\partial \theta}{\partial t} \right), \quad (1)$$

where h_w is the total head; k_x and k_y are the hydraulic conductivity in the x -direction and y -direction, respectively; Q is the applied boundary flux; t is time; θ is the volumetric water content of soil.

The Soil-Water Characteristic Curve (SWCC) is typically represented as the relationship between saturation, gravimetric water content, or volumetric water content and matric suction. In their study, Leong and Rahardjo [19] evaluated various empirical equations and concluded that the Fredlund and Xing [21] equation most accurately represents actual conditions, followed by the van Genuchten [22] equation.

$$\theta = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right]^m}. \quad (2)$$

The Fredlund and Xing [21] equation is expressed as follows:

$$\theta = \theta_s C(\psi) \left\{ \frac{1}{\left[\ln \left(e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right) \right]^m} \right\}, \quad (3)$$

where θ is the volumetric water content; θ_s is the saturated volumetric water content; θ_r is the residual volumetric water content; $C(\psi)$ is the correction function; e is the natural number; ψ is the negative pore-water pressure; and a , n , m are the curve fitting parameters.

The factor of safety, according to the limit equilibrium method, can be calculated using either the moment equilibrium equation (F_m) or the force equilibrium equation (F_f) as follows [22]:

$$F_m = \frac{\sum \left[c' \beta R + \left\{ N - u_w \beta \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} + u_a \beta \left(1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \right) \right\} R \tan \phi' \right]}{A_L a_L + \sum Wx - \sum Nf}; \quad (4)$$

$$F_f = \frac{\sum \left[c' \beta \cos \alpha + \left\{ N - u_w \beta \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} + u_a \beta \left(1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \right) \right\} \tan \phi' \cos \alpha \right]}{A_L + \sum N \sin \alpha}, \quad (5)$$

where c' is the effective cohesion; β is the length of the slice base; R is the radius of the circular slip surface; u_w is the pore-water pressure; ϕ' is the effective friction angle; ϕ_b is the change of shear strength with a change in suction; A_L is the external water force; a_L is the vertical distance from the center of the

circular slip surface to the external water force; N is the total normal force at the base slice; f is the distance from the center of the circular slip surface to the normal force; u_a is the pore-air pressure; W is the weight of the slice; x is the horizontal distance from the center of the circular slip surface to the centerline of each slice.

3. Case Study

The case study is the earth dam at Binh Phuoc province, Vietnam, with the cross-section presented in Figure 1, and the soil properties are shown in the Table.

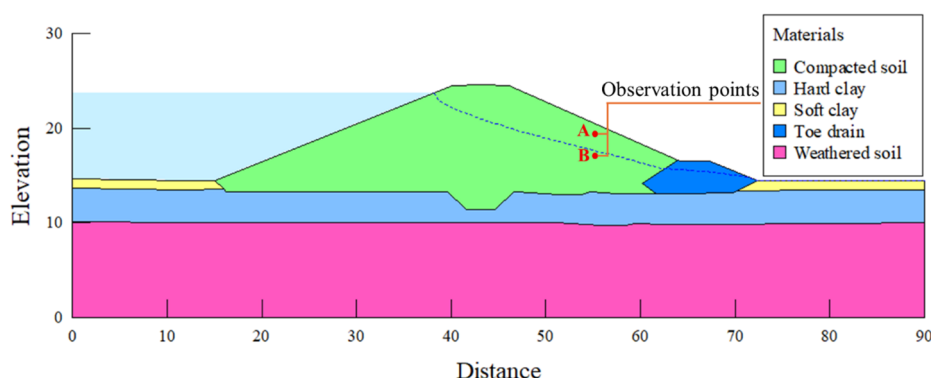


Figure 1. Cross-section of the earth dam at Binh Phuoc province, Vietnam

Source: made by H.P.T. Nguyen

Soil properties

Item	Symbol	Soft clay	Hard clay	Weathered soil	Compacted soil	Toe drain
Saturated soil unit weight	γ_{sat} (kN/m ³)	17.5	19.5	17.9	20.7	24.0
Unsaturated soil unit weight	γ_{unsat} (kN/m ³)	15.9	19.1	17.1	20.4	24.0
Effective cohesion	c' (kPa)	11	17	22	19	0
Effective friction angle	ϕ' (°)	11°13	15°32	17°21	16°11	36°
Saturated volumetric water content	θ_s (m ³ /m ³)	0.741	0.477	0.569	0.561	–
Residual volumetric water content	θ_r (m ³ /m ³)	0.01	0.01	0.01	0.01	–
Hydraulic conductivity	k (cm/s)	2.21E-04	3.50E-04	9.39E-05	4.50E-05	1.00E-03
Compressibility	m_w (kPa ⁻¹)	0.001	0.001	0.001	0.001	–

Source: made by H.P.T. Nguyen

In this area, extreme rainfall with a design frequency of $P = 0.5\%$ has an intensity of 300 mm/d. Based on this, four scenarios, illustrated in Figure 2, were considered in this study:

Scenario 1: No rainfall.

Scenario 2: Prolonged low-intensity rainfall with precipitation of 20 mm/d lasts for five days, then stops raining.

Scenario 3: Moderate rainfall with the intensity of 100 mm/d in one day, followed by a two-day cessation of rainfall; this cycle is repeated three times.

Scenario 4: Extreme rainfall with an intensity of 300 mm/d for one day, after which there is no further rainfall.

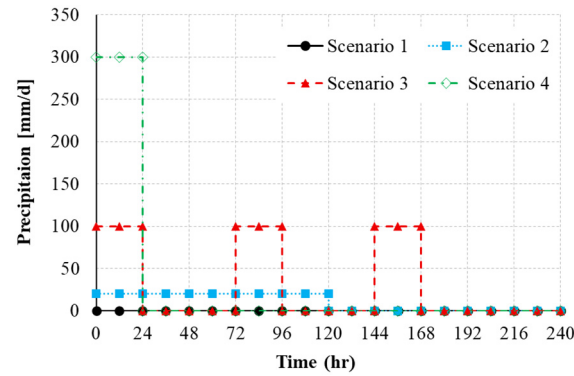


Figure 2. Four rainfall scenarios

Source: made by H.P.T. Nguyen

4. Results and Discussion

Two observation points, namely A and B, were spotted as shown in Figure 1. Point A was at 1 m depth from the ground surface and above the piezometric line, while point B was at 1 m depth below the piezometric line. In general, the pore-water pressure increased during rainfall and decreased when the rain stopped, as shown in Figure 3–5. These changes are more obvious for point A, which was located above the piezometric line and near the ground surface. It can be seen that an increase in pore-water pressure reduced the stability of the earth dam. In particular, under Scenario 3, the pore-water pressure shifted from negative to positive. After the rainfall stops, pore-water pressure tends to decrease, but the time required to return to its initial state is quite long. This behavior was observed in all three rainfall scenarios (2, 3, and 4).

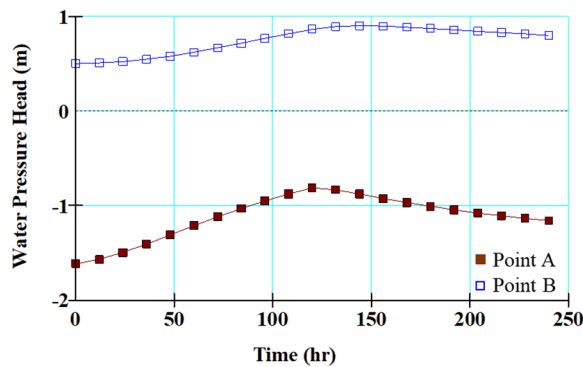


Figure 3. Pore-water pressure changes in Scenario 2

Source: made by H.P.T. Nguyen

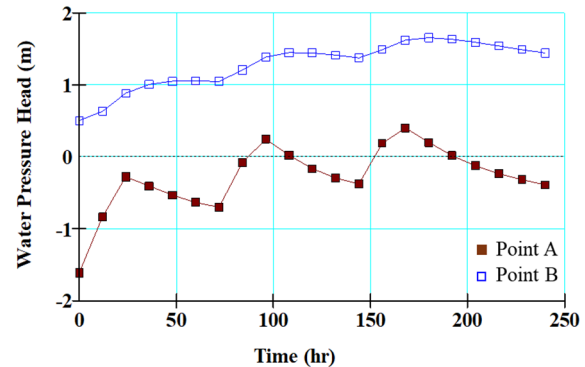


Figure 4. Pore-water pressure changes in Scenario 3

Source: made by H.P.T. Nguyen

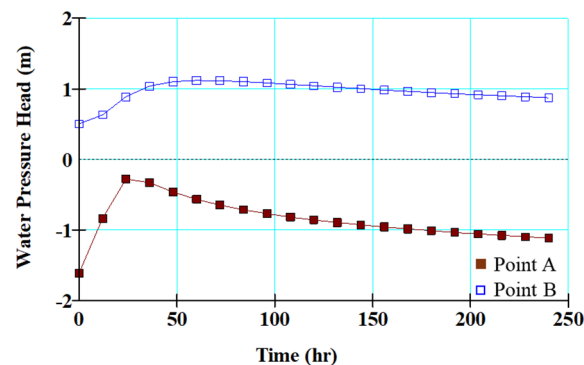


Figure 5. Pore-water pressure changes in Scenario 4

Source: made by H.P.T. Nguyen

Then, the slope stability analyses were conducted for four scenarios.

Figure 6 presents the critical slip surface at the initial condition, or Scenario 1. As can be seen from this figure, the factor of safety is 1.379, which is higher than the design value of 1.30. This implies the safety of this earth dam.

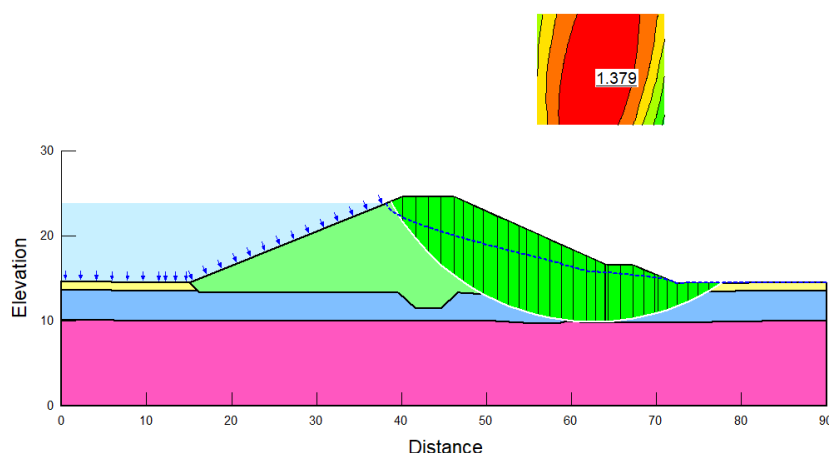


Figure 6. Slope stability analysis for Scenario 1

Source: made by H.P.T. Nguyen

The summary of results of the factor of safety by time histories for four scenarios is presented in Figure 7. In general, rainfall affects the stability of the earth dam, as proved by the decrease in the factor of safety during rainfall events. Furthermore, during rainfall events, larger rainfall intensity leads to a greater reduction in the safety factor. Prolonged rainfall with low intensity, as in Scenario 2, had a lesser impact on the stability of the dam slope compared to the other two rainfall scenarios. Scenario 3, characterized by moderate rainfall sustained over several cycles, significantly affected slope stability. This rainfall pattern is common in the southern provinces of Vietnam. Thus, in the design and construction of the earth dam, this type of rainfall should be carefully taken into account.

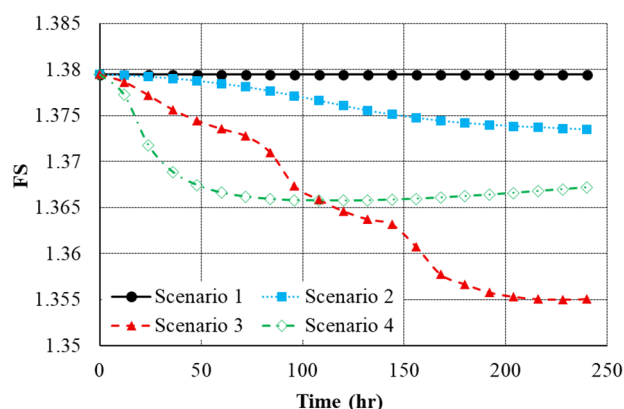


Figure 7. Slope stability analysis for four scenarios for ten days

Source: made by H.P.T. Nguyen

Specifically, for Scenario 2 with a rainfall intensity of 20 mm per day sustained over five consecutive days, the factor of safety gradually decreased, as shown by the blue line. However, this reduction was relatively minor, declining from 1.379 to 1.372. After the rainfall ceases, the factor of safety continued to

decrease slightly, reaching 1.365 approximately three days post-rainfall, before beginning to increase again on the fourth and fifth days.

For Scenario 3, a rainfall with an intensity of 100 mm over 24 hours, followed by a 48-hour cessation of rainfall, repeated for three consecutive periods, markedly dropped the factor of safety from 1.379 to about 1.352, as indicated by the red curve. Notably, the two-day pause after each rain event was insufficient for the slope to recover its stability, which continues to decline.

For Scenario 4, with the intensity of 300 mm/day for one day only and then stops raining, the factor of safety dropped sharply and continued to decrease rapidly during the first day after rainfall cessation, as indicated by the green curve. It then continued to decline, but at a slower rate, on the second and third days without rain. After that, the stability of the earth dam began to recover, and the factor of safety increased gradually.

5. Conclusions

This paper investigated the influence of rainfall on soil pore-water pressure changes and the stability of an earth dam. Four scenarios with different rainfall intensities and durations were analyzed. From the results of this study, the following conclusions can be drawn:

1. In general, the impact of rainfall infiltration on the considered earth dam in this study is quite small when compared to natural slopes.
2. Rainfall increases pore water pressure of the earth dam, and the changes depend on both rainfall intensity and rainfall pattern.
3. Under Scenario 3, pore-water pressure transitions from negative to positive throughout the rainfall cycle. After the rain stops, pore-water pressure gradually decreases toward its pre-rainfall state, but the recovery is relatively slow.
4. Rainfall decreases the stability of the earth dam. The rate at which the factor of safety drops is directly proportional to rainfall intensity.
5. The severe condition is Scenario 3. The stability of the earth dam is significantly reduced compared to Scenarios 2 and 4.
6. Small rainfall, Scenario 2 (20 mm/day), the decrease in factor of safety is relatively slow, whereas under the extreme rainfall, Scenario 4 (300 mm/day), the reduction is much more pronounced. The factor of safety continues to decline for several days after rainfall ceases before beginning to recover.
7. Although the extreme rainfall of Scenario 4 causes a rapid initial drop in the factor of safety, the overall reduction is moderate compared to Scenario 3. Scenario 3 thus represents the most adverse condition studied and reflects rainfall patterns commonly experienced in southern Vietnam.

The findings enhance our understanding of the impact of rainfall on the stability of an earth dam, providing valuable guidance for design, operation, and maintenance under adverse conditions.

References

1. Afungang R.N., Bateira C.V. Temporal probability analysis of landslides triggered by intense rainfall in the Bamenda Mountain Region, Cameroon. *Environmental Earth Sciences*. 2016;75:1032. <https://doi.org/10.1007/s12665-016-5835-7> EDN: WVRDFV
2. Alcántara-Ayala I., Arbanas Ž., Cuomo S., Kazuo D.H., Snježana K., Arbanas M., Mikoš M., Sassa K., Sassa S., Tang H., Tiwari B. *Progress in Landslide Research and Technology*. Springer Nature Switzerland, Cham, 2023;2(1). <https://doi.org/10.1007/978-3-031-39012-8>
3. Gian Q.A., Tran D.T., Nguyen D.C., Nhu V.H., Tien Bui D. Design and implementation of site-specific rainfall-induced landslide early warning and monitoring system: a case study at Nam Dan landslide (Vietnam). *Geomatics. Natural Hazards and Risk*. 2017;8(2):1978–1996. <https://doi.org/10.1080/19475705.2017.1401561>
4. Nolasco-javier D., Kumar L. Deriving the rainfall threshold for shallow landslide early warning during tropical cyclones: a case study in northern Philippines. *Natural Hazards*. 2018;90(2):921–941. <https://doi.org/10.1007/s11069-017-3081-2> EDN: LHCCYU

5. Lehmann P., von Ruetten J., Or D. Deforestation Effects on Rainfall-Induced Shallow Landslides: Remote Sensing and Physically-Based Modelling. *Water Resources Research*. 2019;55(11):9962–9976. <https://doi.org/10.1029/2019WR025233>
6. Yang K., Nguyen T.S., Rahardjo H., Lin D. Deformation characteristics of unstable shallow slopes triggered by rainfall infiltration. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. 2021;80:317–344. <https://doi.org/10.1007/s10064-020-01942-4> EDN: MLFZNK
7. Rahardjo H., Leong E.C., Deutscher M.S., Gasmo J.M., Tang S.K. *Rainfall-Induced Slope Failures*. NTU-PWD Geotechnical Research Centre, Nanyang Technological University, Singapore, 2000. Available from: <https://hdl.handle.net/10356/84941> (accessed: 08.04.2025).
8. Duong T.T., Do D.M., Yasuhara K. Assessing the effects of rainfall intensity and hydraulic conductivity on riverbank stability. *Water*. 2019;11(4):741. <https://doi.org/10.3390/w11040741>
9. Tong A.T., Dao H.H., Tran D.Q. Slope stability due to prolonged heavy rainfall: numerical simulation using SEEP/W and SLOPE/W. *Journal of Science, Technology and Engineering Mien Tay Construction University*. 2024;09: 41–48. Available from: <https://vjol.info.vn/index.php/mtu/article/view/99191> (accessed: 08.04.2025).
10. Pham T.N., Trieu A.N., Dang T.T. Influence of precipitation types on slope stability: Analysis using numerical modeling. *Engineering Research*. 2024;5:3–12. (In Russ.) EDN: XZDYCQ
11. Фам Н.Т., Трьюе А.Н., Данг Т.Т. Влияние различных видов атмосферных осадков на устойчивость склонов: расчет с помощью численного моделирования // Инженерные исследования. 2024. № 5. 3–12. EDN: XZDYCQ
12. Huat B.B., Ali F.H., Rajoo R.S. Stability Analysis and Stability Chart for Unsaturated Residual Soil Slope. *American Journal of Environmental Sciences*. 2006;2(4):154–160. <https://doi.org/10.3844/ajessp.2006.154.160>
13. Yubonchit S., Chinkulkijniwat A., Horpibulsuk S., Jothityangkoon C., Arulrajah A., Suddeepong A. Influence factors involving rainfall-induced shallow slope failure: Numerical study. *International Journal of Geomechanics*. 2017; 17(7). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000865](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000865)
14. Salinas-jasso J.A., Velasco-tapia F., Navarro de león I., Salinas-jasso R.A., Alva-niño E. Estimation of rainfall thresholds for shallow landslides in the Sierra Madre Oriental, northeastern Mexico. *Journal of Mountain Science*. 2020;17:1565–1580. <https://doi.org/10.1007/s11629-020-6050-2> EDN: KOSWLX
15. Brunetti M.T., Peruccacci S., Antronico L., Bartolini D., Deganutti A.M., Gariano S.L., Iovine G., Luciani S., Luino F., Melillo M., Palladino M.R., Parise M., Rossi M., Turconi L., Vennari C., Vessia G., Viero A., Guzzetti F. Catalogue of rainfall events with shallow landslides and new rainfall Thresholds in Italy. *Engineering Geology for Society and Territory*. Cham: Springer Publ.; 2015;2:1575–1579. https://doi.org/10.1007/978-3-319-09057-3_280
16. Rahardjo H., Li X.W., Toll D.G., Leong E.C. The effect of antecedent rainfall on slope stability. *Geotechnical and Geological Engineering*. 2001;19(3-4):371–399. <https://doi.org/10.1023/A> EDN: ASOPKR
17. Zhang L.L., Zhang J., Zhang L.M., Tang W.H. Stability analysis of rainfall-induced slope failure: a review, proceedings of the institution of civil engineers. *Geotechnical Engineering*. 2011;164:299–316. <https://doi.org/10.1680/geng.2011.164.5.299>
18. Dang T.N.T., Duong T.T., Dinh T.Q. Investigation and assessment of the conditions and causes of landslides around Van Hoi Lake, Hoai An, Binh Dinh. *Journal of Building Science and Technology*. 2020;4(4):59–68. Available from: <https://tapchi.ibst.vn/chi-tiet/nghien-cuu-danh-gia-hien-trang-va-nguyen-nhan-truot-lo-xung-quanh-ho-van-hoi-huyen-hoai-an-tinh-binh-dinh.html> (accessed: 08.04.2025).
19. Tran A.T.P., Kim A.R., Cho G.C. Numerical modeling on the stability of slope with foundation during rainfall. *Geomechanics and Engineering*. 2019;17:109–118. <https://doi.org/10.12989/gae.2019.17.1.109>
20. Leong E.C., Rahardjo H. Permeability functions for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 1997;123:1118–1126. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1997\)123](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123)
21. Fredlund D.G., Xing A. Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*. 1994;31:521–532. <https://doi.org/10.1139/t94-061>
22. van Genuchten M.Th. A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Soil Science Society of America Journal*. 1980;44:892–898. <https://doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x>
23. Fredlund D.G., Rahardjo H. *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. Wiley. 1993. <https://doi.org/10.1002/9780470172759>

DOI: 10.22363/1815-5235-2025-21-3-216-230

EDN: SXAGEC

Научная статья / Research article

Оптимизация параметров профиля нити конечной жесткости при поперечном ударе

Д.А. Тарасов 

Пензенский государственный технологический университет, Пенза, Российская Федерация

✉ tda82@list.ru

Поступила в редакцию: 28 февраля 2025 г.

Доработана: 8 мая 2025 г.

Принята к публикации: 15 мая 2025 г.

Аннотация. Нить конечной жесткости является расчетной моделью для широкого круга несущих конструкций, например большепролетных висячих покрытий общественных и промышленных зданий. Вместе с тем сравнительно недавно появился новый класс инженерных сооружений, предназначенных для создания непреодолимого физического препятствия несанкционированному продвижению автотранспортных средств. Основными элементами, обеспечивающими общую прочность и жесткость конструкций подобных сооружений, являются стальные профили с сечением в виде кольца, работающие по восприятию поперечного удара. В связи с этим возникает потребность в решении задач оптимального проектирования указанных элементов. Цель исследования — создание метода, позволяющего ставить и решать обозначенные задачи. В основу разработанного метода положена однокритериальная многопараметрическая условная оптимизация, метод Бубнова — Галеркина, а также интегральное и дифференциальное исчисление функций нескольких переменных. Проведена верификация предложенной технологии моделирования. Расхождения в значениях принятых критериев оценки истинности получаемых результатов укладываются в допустимые погрешности решения инженерных задач. С помощью созданного метода проведены исследования и выявлено влияние соотношения внутреннего к внешнему диаметру кольцевого профиля на массогабаритные характеристики, а также поведение изгибно-жесткой нити под действием кратковременной динамической нагрузки.

Ключевые слова: расчет по деформированной схеме, геометрическая нелинейность, обратная задача, условная оптимизация, нелинейное программирование, динамическая нагрузка

Заявление о конфликте интересов. Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Для цитирования: Тарасов Д.А. Оптимизация параметров профиля нити конечной жесткости при поперечном ударе // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2025. Т. 21. № 3. С. 216–230. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2025-21-3-216-230>

Тарасов Денис Александрович, кандидат технических наук, доцент кафедры автоматизации и управления, Пензенский государственный технологический университет, Российская Федерация, 440039, г. Пенза, пр-д. Байдукова / ул. Гагарина, д.1а/11; eLIBRARY SPIN-код: 7690-5877, ORCID: 0000-0001-7685-0325; e-mail: tda82@list.ru

© Тарасов Д.А., 2025



This work is licensed under a Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Optimization of Section Parameters of Finite Stiffness Cable Under Transverse Impact

Denis A. Tarasov 

Penza State Technological University, Penza, Russian Federation
tda82@list.ru

Received: February 28, 2025.

Revised: May 8, 2025.

Accepted: May 15, 2025.

Abstract. A cable of finite stiffness is a model for a wide range of load-bearing structures, such as large-span suspended roofs of public and industrial buildings. At the same time, a new class of engineering structures has appeared relatively recently, designed to create an insurmountable physical obstacle to unauthorized movement of vehicles. The main elements that ensure the overall strength and rigidity of such structures are ring-shaped steel sections, which resist lateral impact. In this regard, there is a need to solve problems of optimal design of these elements. The objective of this study is to create a method that allows setting and solving the designated problems. The developed method is based on single-criterion multiparameter conditional optimization, the Bubnov-Galerkin method, as well as integral and differential calculus of multivariate functions. Verification of the proposed modeling technology is carried out. Discrepancies in the values of the adopted criteria for assessing the accuracy of the obtained results stay within the permissible errors in solving engineering problems. Using the developed method, the studies were conducted and the influence of the ratio of the internal to external diameter of the ring section on the weight and size characteristics, as well as the behavior of the bending-rigid cable under the action of a short-term dynamic load was revealed.

Keywords: calculation according to deformed shape, geometric nonlinearity, inverse problem, conditional optimization, nonlinear programming, dynamic load

Conflicts of interest. The author declares that there is no conflict of interest.

For citation: Tarasov D.A. Optimization of section parameters of finite stiffness cable under transverse impact. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2025;21(3):216–230. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2025-21-3-216-230>

1. Введение

Выявление оптимальных параметров профиля элемента с расчетной моделью в виде нити конечной жесткости, работающей при совместном действии растяжения и изгиба, вызванных поперечным ударом, — задача в достаточной мере сложная наряду с отдельными задачами о поиске оптимальных характеристик сечений изгибаемых элементов и элементов, подверженных осевому растяжению. Решение данной задачи обусловлено многими факторами, такими как величина, характер и место приложения нагрузки [1–3]. Например, изгибающий момент, возникающий в нити конечной жесткости, при помощи которого определяется составляющая нормальных напряжений от изгиба, сам по себе зависит не только от величины, характера и места приложения нагрузки, но также и от горизонтальной составляющей продольного усилия, прогиба и первоначальной равновесной формы рассматриваемого элемента [4–5]. Все это вызвано геометрической нелинейностью и связано с тем, что расчет изгибно-жестких нитей ведется по деформированной схеме [6].

В качестве параметров профиля нити конечной жесткости, влияющих на решение задачи оптимального проектирования, выступают по меньшей мере три величины: площадь, момент сопротивления и момент инерции сечения, поскольку все три входят в условия прочности и совместности деформаций [7].

Проектирование и подбор поперечных профилей разного типа конструкций в машиностроении и строительстве с учетом конструктивных, технологических требований и условий унификации, является задачей, широко отраженной в научной литературе [8–16]. Однако при компоновке сечений

Denis A. Tarasov, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Automation and Control, Penza State Technological University, 1a/11, Baydukova proezd/Gagarina St, Penza, 440039, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 7690-5877, ORCID: 0000-0001-7685-0325; e-mail: tda82@list.ru

применительно к частному виду стержневых элементов с расчетной моделью, представляющей собой нить конечной жесткости и испытывающей поперечную кратковременную динамическую нагрузку, подобная постановка задачи отсутствует.

В таком случае сформулируем цель исследования следующим образом: разработать метод отыскания оптимальных параметров кольцевого профиля изгибно-жесткой нити, работающей по восприятию динамической нагрузки, в свою очередь характеризующейся массой и скоростью тела в первоначальный момент поперечного удара.

В рамках достижения поставленной цели необходимо решить ряд задач.

1. Рассмотреть некоторые общие зависимости, позволяющие разработать метод, являющийся целью данного исследования.
2. Провести верификацию разработанного метода.
3. Выявить влияние отдельного параметра кольцевого профиля на массогабаритные характеристики, а также поведение изгибно-жесткой нити под действием кратковременной динамической нагрузки.

Объект исследования – несущие элементы большепролетных висячих покрытий общественных зданий и инженерных сооружений, а также основные силовые элементы, обеспечивающие общую прочность специальных защитных сооружений, для которых расчетной моделью является нить, способная воспринимать часть возникающего при поперечном ударе изгибающего момента [17; 18].

В качестве предмета исследования выступает метод, дающий возможность достичь поставленной цели.

2. Метод

Для решения поставленных задач рассмотрен в общем виде плоский упругий стержневой элемент, представлявший собой нить конечной жесткости пролетом l , закрепленную на опорах A и B с упругой податливостью u , расположенных под углом β к горизонтальной поверхности. Первоначальная стрела провеса f_0 в середине пролета вызвана действием собственного веса [19]. Изгибно-жесткая нить на расстоянии x_b от опоры A испытывала поперечный удар телом шириной b , массой m и имевшим скорость движения v в первоначальный момент соударения [20]. Расчетная модель представлена на рис. 1.

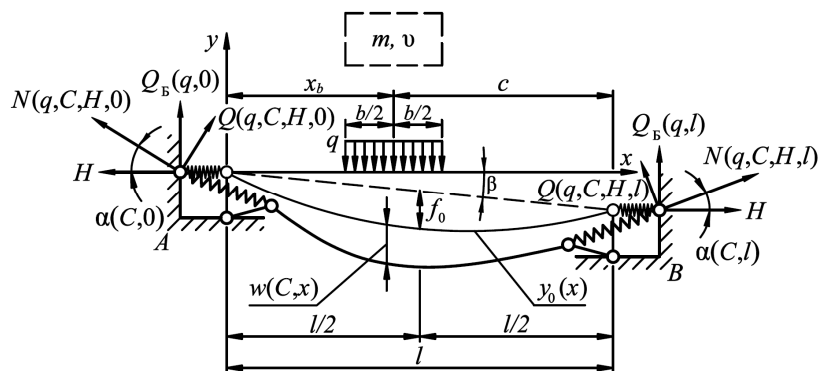


Рис. 1. Расчетная модель нити конечной жесткости

И с т о ч н и к: выполнено Д.А. Тарасовым

Figure 1. Calculation model of a finite stiffness cable

S o u r c e: made by D.A. Tarasov

Для рассматриваемого элемента в виде кольцевого профиля каждый из вышеперечисленных параметров, влияющих на решение задачи оптимального проектирования, записывался в виде функции только от внутреннего диаметра:

$$A(d) = \frac{\pi \left[\left(\frac{d}{k} \right)^2 - d^2 \right]}{4}; \quad (1)$$

$$W(d) = \frac{\pi \left(\frac{d}{k} \right)^3}{32} (1 - k^4); \quad (2)$$

$$J(d) = \frac{\pi \left(\frac{d}{k} \right)^4}{64} (1 - k^4), \quad (3)$$

где d — внутренний диаметр, м; k — безразмерный коэффициент, равный

$$k = \frac{d}{D}, \quad (4)$$

где D — внешний диаметр, м.

Линия первоначального равновесного состояния, вызванная действием собственного веса, описывалась квадратичной функцией [21]:

$$y_0(x) = \frac{4f_0}{l^2} x^2 - \frac{4f_0}{l} x - x \operatorname{tg} \beta, \quad (5)$$

где x — текущая абсцисса ($0 \leq x \leq l$), м.

В результате поперечного удара в нити конечной жесткости возникали прогибы, которые с достаточной точностью описывались однопараметрической базисной функцией вида [22]:

$$w(C, x) = C \sin \left(\frac{\pi x}{l} \right), \quad (6)$$

где C — весовой коэффициент.

Наряду с прогибом в каждом поперечном сечении по длине рассматриваемого элемента возникала комбинация из продольной и поперечной силы, а также изгибающего момента [22]

$$N(q, C, H, x) = Q_B(q, x) \sin \alpha(C, x) + H \cos \alpha(C, x); \quad (7)$$

$$Q(q, C, H, x) = -Q_B(q, x) \cos \alpha(C, x) + H \sin \alpha(C, x); \quad (8)$$

$$M(q, C, H, x) = M_B(q, x) - H(y_0(x) + x \operatorname{tg} \beta + w(C, x)), \quad (9)$$

где q — нагрузка, эквивалентная силе инерции ударяющего тела, Н/м; H — горизонтальная составляющая растягивающего продольного усилия, Н; $Q_B(q, x)$ — функция балочной поперечной силы, Н; $M_B(q, x)$ — функция балочного изгибающего момента, Н·м.

Заметим, что в параметры функций силовых факторов входили нагрузка, являвшаяся эквивалентом силы инерции ударяющего тела, и распор — горизонтальная составляющая растягивающего продольного усилия, поскольку данные величины принадлежали к числу неизвестных на момент решения задачи.

Для создания возможности построить эпюры внутренних усилий определялись тригонометрические функции угла между касательной к линии, описывающей деформированное состояние изгибно-жесткой нити и осью абсцисс [22]:

$$\cos \alpha(C, x) = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{d}{dx} (y_0(x) + w(C, x)) \right)^2}}; \quad (10)$$

$$\sin \alpha(C, x) = \frac{\frac{d}{dx} (y_0(x) + w(C, x))}{\sqrt{1 + \left(\frac{d}{dx} (y_0(x) + w(C, x)) \right)^2}}. \quad (11)$$

Вместе с тем вычислялись функции балочной поперечной силы и балочного изгибающего момента [23; 24]:

$$Q_B(q, x) = \frac{qbc}{l} (x \geq 0) - q \left[x - \left(x_b - \frac{b}{2} \right) \right] \left(x > x_b - \frac{b}{2} \right) + q \left[x - \left(x_b + \frac{b}{2} \right) \right] \left(x > x_b + \frac{b}{2} \right); \quad (12)$$

$$M_B(q, x) = \frac{qbc}{l} x (x \geq 0) - q \frac{\left[x - \left(x_b - \frac{b}{2} \right) \right]^2}{2} \left(x > x_b - \frac{b}{2} \right) + q \frac{\left[x - \left(x_b + \frac{b}{2} \right) \right]^2}{2} \left(x > x_b + \frac{b}{2} \right), \quad (13)$$

где b — ширина зоны соударения, м; c — расстояние от центра зоны соударения до опоры B , м; x_b — абсцисса центра зоны соударения, м.

Нормальные напряжения, возникающие в наиболее удаленных от нейтральной оси волоках сечений нити конечной жесткости, связывались с внутренними усилиями зависимостями:

$$\sigma_{\max}(q, C, H, d, x) = \frac{N(q, C, H, x)}{A(d)} + \left| \frac{M(q, C, H, x)}{W(d)} \right|; \quad (14)$$

$$\sigma_{\min}(q, C, H, d, x) = \frac{N(q, C, H, x)}{A(d)} - \left| \frac{M(q, C, H, x)}{W(d)} \right|. \quad (15)$$

В качестве целевой функции выступала потенциальная энергия деформации в рассматриваемом элементе [20; 25]:

$$U(q, C, H, d) = \int_0^l \frac{M(q, C, H, x)^2}{2EJ(d)} dx + \int_0^l \frac{N(q, C, H, x)^2}{2EA(d)} dx + \int_0^l \frac{iQ(q, C, H, x)^2}{2GA(d)} dx \rightarrow \min, \quad (16)$$

где E — модуль упругости материала, Па; i — безразмерный коэффициент, характеризующий форму поперечного сечения; G — модуль сдвига, Па.

При этом накладывались четыре ограничения.

1. Условие прочности [26]:

$$\sigma(q, C, H, d, x_1) \leq R_y, \quad (17)$$

где $\sigma(q, C, H, d, x_1)$ — значение функции нормальных напряжений в заданном сечении с абсциссой x_1 , Па; R_y — расчетное сопротивление материала, Па.

2. Условие неразрывности деформаций [27]:

$$L_0 + \Delta L(q, C, H, d) = L(H, C), \quad (18)$$

где L_0 — длина до действия поперечного удара, м; $\Delta L(q, C, H, d)$ — упругая деформация, м; $L(H, C)$ — длина в деформированном состоянии, м.

3. Условие сохранения энергии:

$$\frac{mv^2}{b^2} = \frac{1}{2} q \int_{x_b - \frac{b}{2}}^{x_b + \frac{b}{2}} w(C, x) dx. \quad (19)$$

Предполагалось, что кинетическая энергия ударяющего тела полностью переходит в работу по изменению положения изгибно-жесткой нити [28].

4. Условие ортогональности невязки к базисной функции [22]:

$$\int_0^l \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right) \left(EJ(d) \frac{d^2}{dx^2} w(C, x) - M_B(q, x) + H(y_0(x) + x \cdot \operatorname{tg} \beta + w(C, x)) \right) dx = 0. \quad (20)$$

Для раскрытия условия неразрывности деформаций (18) применялись уравнения для определения длины нити конечной жесткости до и после взаимодействия с ударяющим телом, а также выражение для определения величины упругой деформации:

$$L_0 = \int_0^l \sqrt{1 + \left(\frac{d}{dx} y_0(x) \right)^2} dx; \quad (21)$$

$$L(H, C) = \int_0^{l-2uH} \sqrt{1 + \left(\frac{d}{dx} (y_0(x) + w(C, x)) \right)^2} dx; \quad (22)$$

$$\Delta L(q, C, H, d) = \frac{H}{EA(d)} \int_0^l \left(1 + \left(\frac{Q_B(q, x) - Q(q, C, H, x)}{H} + \operatorname{tg} \beta \right)^2 \right) dx. \quad (23)$$

После того как постановка задачи оптимизации сформулирована, она решалась общеизвестным численным методом, а именно методом множителей Лагранжа. Затем по нижепредставленным выражениям определялись коэффициент динамичности и время соударения:

$$k_d = \frac{qb}{gm}; \quad (24)$$

$$t = \frac{mv}{qb}, \quad (25)$$

где g — ускорение свободного падения, м/с².

3. Результаты и обсуждение

Для верификации разработанного метода сопоставлялись данные, полученные в ходе вычислительного эксперимента, проведенного в программном комплексе ЛИРА версии 10.10 релиз 2.4, и результаты, рассчитанные с помощью предложенной процедуры численного моделирования.

Программный комплекс ЛИРА — это многофункциональная система компьютерного моделирования, расчета, исследования и проектирования на все возможные виды статических нагрузок, температурных, деформационных и динамических воздействий объектов строительства, машиностроения, мостостроения, атомной энергетики, нефтедобывающей промышленности и многих других сфер, где актуальны методы строительной механики. Предоставляет возможность производить расчеты объектов с учетом физической, геометрической и конструктивной нелинейности. Позволяет исследовать общую устойчивость рассчитываемой модели, проверить прочность сечений элементов по различным теориям разрушений.

В качестве объекта исследования выступала прямолинейная $f_0 = 0$ м нить конечной жесткости, выполненная из стального профиля в виде кольца с отношением внутреннего к внешнему диаметру $k = 0,6$. Расчетное сопротивление материала $R_y = 650$ МПа. Конструкция закреплялась на шарнирно-неподвижных опорах $u = 0$ м/Н, расположенных в одной плоскости $\beta = 0$ град на расстоянии $l = 6$ м друг от друга. Поперечный удар осуществлялся посередине пролета $x_b = 3$ м телом массой $m = 3,5$ т, движущимся со скоростью 5 км/ч. Ширина взаимодействия составляла $b = 1$ м.

При заданных исходных данных в результате проведенного расчета методом, представленным в данной работе, определены внутренний $d = 49,83$ мм и внешний $D = 83,06$ мм диаметры кольцевого профиля. При этом моделирование велось исходя из того, что абсцисса максимально нагруженного сечения, где нормальные напряжения в крайних волокнах ограничивались расчетным сопротивлением материала, совпадала с серединой пролета объекта исследования. Наряду с этим определены значения времени соударения $t = 0,077$ с, а также равномерно-распределенной нагрузки $q = 63,09$ кН/м, являвшейся эквивалентом силы инерции, возникшей при поперечном ударе телом с заданной массой и скоростью движения. Вместе с тем построены эпюры максимальных, минимальных нормальных напряжений и прогибов, представленные соответственно на рис. 2, а, 3, а, и 4, а.

В настоящее время решение обратных задач в динамической постановке с учетом геометрической нелинейности не реализовано в программных комплексах, в основу которых положен метод конечных элементов с прямым интегрированием уравнений движения по времени, и система автоматизированного проектирования и расчета ЛИРА тому не исключение. В связи с этим в указанном программном комплексе при моделировании ударного воздействия и геометрических характеристик сечения использовались значения, найденные на предыдущем этапе. Изгибно-жесткая нить задавалась 20 геометрически нелинейными конечными элементами стержня сильного изгиба — тип 309. Конечнo-элементная модель в законченном виде представлена на рис. 5.

В результате вычислительного эксперимента, проведенного в коммерческой системе компьютерного моделирования, построены эпюры максимальных и минимальных нормальных напряжений, а также полных линейных перемещений, отраженные соответственно на рис. 2, б, 3, б, и 4, б. Представленные распределения указанных величин по длине рассчитываемого элемента, возникшие при поперечном ударе, являлись экстремальными и соответствовали моменту времени $t = 0,0768$ с от начала соударения.

Для дальнейшего формулирования выводов об истинности результатов, получаемых методом, представленным в данном исследовании, предельные значения параметров, характеризующих напряженно-деформированное состояние объекта исследования и в свою очередь принятых за основные критерии оценки, сведены в таблицу.

В таблице более существенные расхождения в максимальных значениях нормальных напряжений вызваны тем, что в использованном для верификации программном комплексе динамическую нагрузку можно задать исключительно на узлы как функцию силы от времени. В связи с этим в месте приложения сосредоточенной нагрузки наблюдаются пиковые значения.

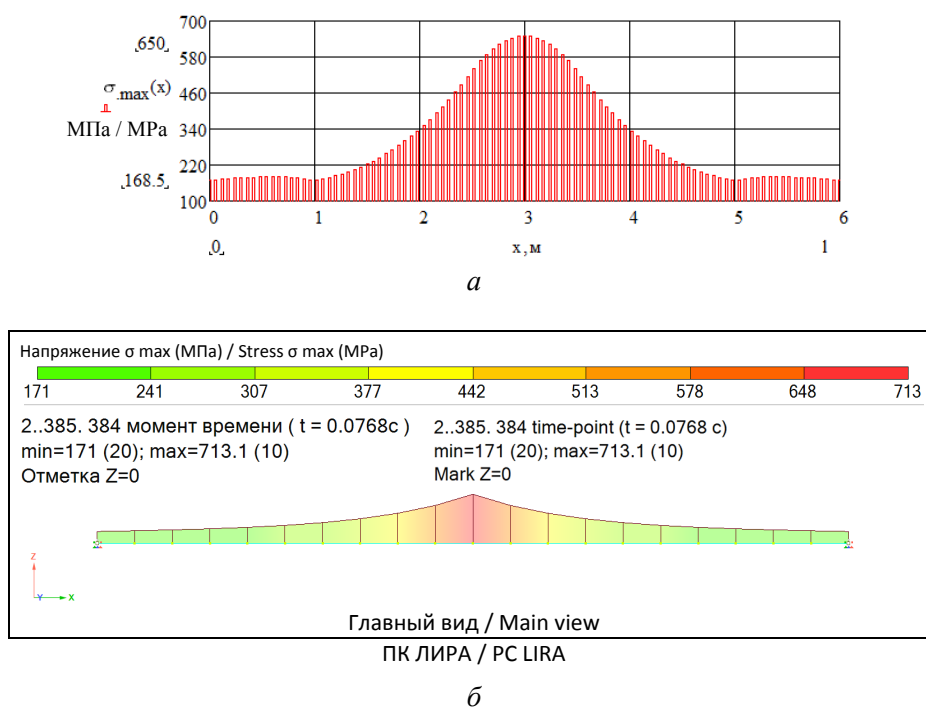


Рис. 2. Эпюра максимальных нормальных напряжений:

a — предложенный метод; *б* — метод конечных элементов

И с т о ч н и к: выполнено Д.А. Тарасовым

Figure 2. Plot of maximum normal stresses:

a — proposed method; *б* — finite element method

S o u r c e: made by D.A. Tarasov

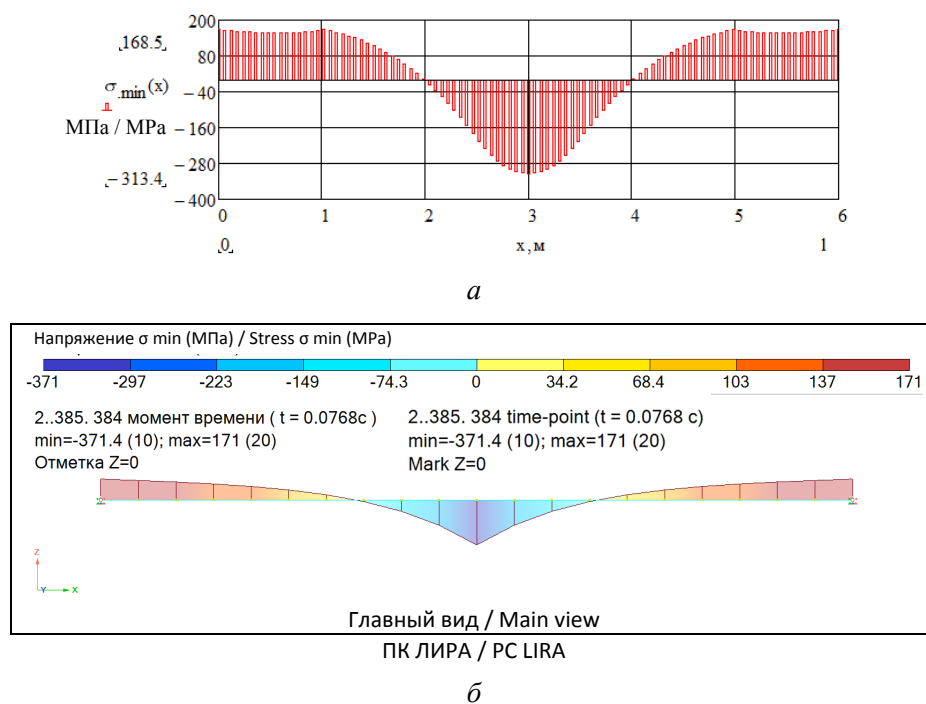


Рис. 3. Эпюра минимальных нормальных напряжений:

a — предложенный метод; *б* — метод конечных элементов

И с т о ч н и к: выполнено Д.А. Тарасовым

Figure 3. Plot of minimum normal stresses:

a — proposed method; *б* — finite element method

S o u r c e: made by D.A. Tarasov

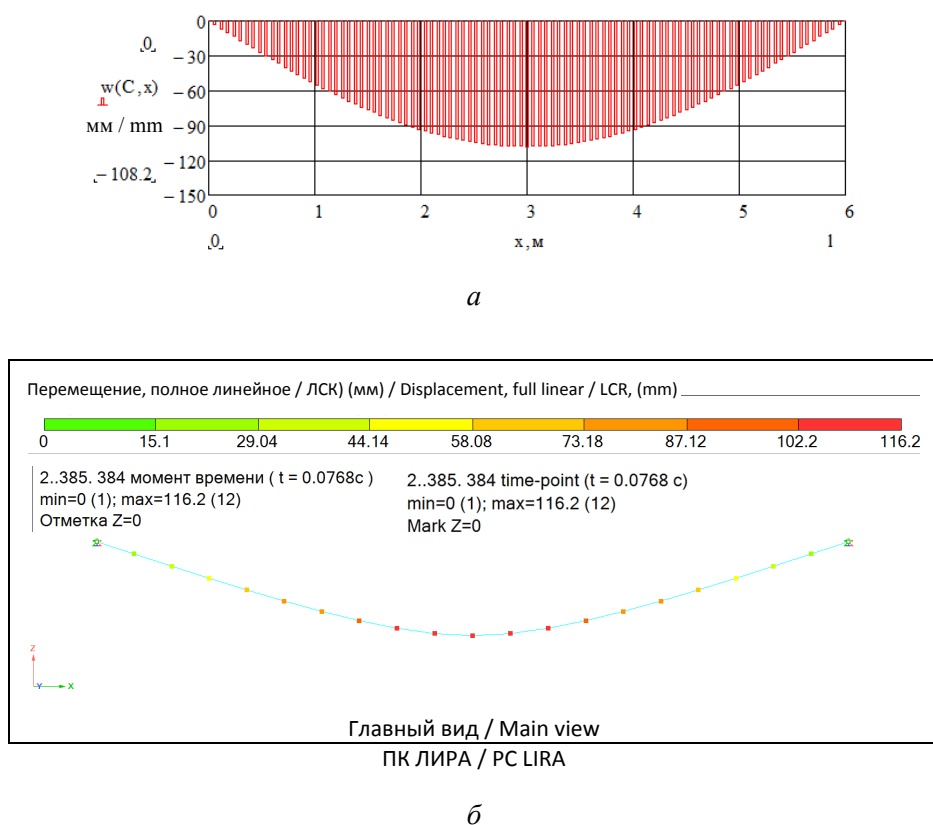


Рис. 4. Эпюра полных линейных перемещений:
 а — предложенный метод; б — метод конечных элементов
 Источник: выполнено Д.А. Тарасовым

Figure 4. Plot of total linear displacements:
 а — proposed method; б — finite element method
 Source: made by D.A. Tarasov

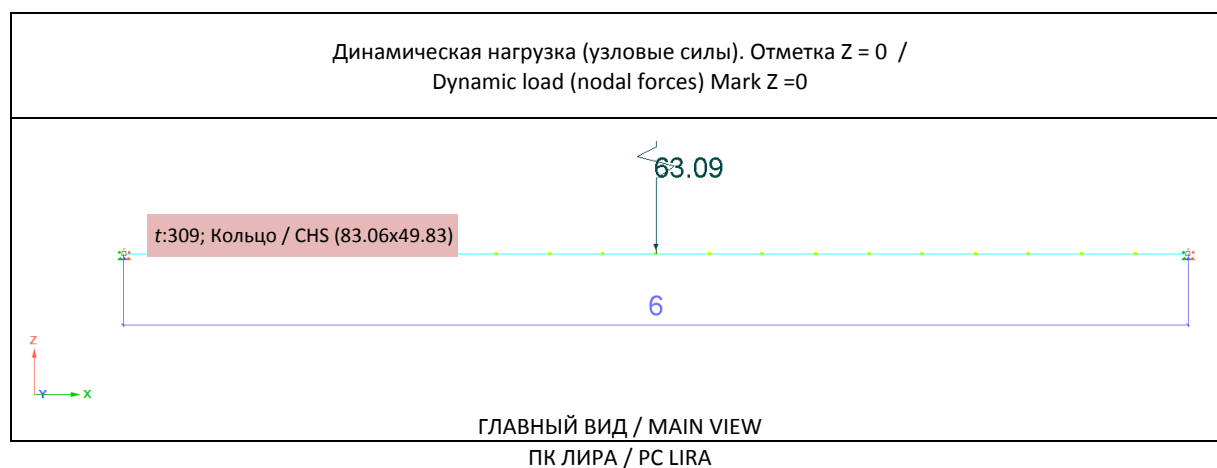


Рис. 5. Конечно-элементная модель нити конечной жесткости
 Источник: выполнено Д.А. Тарасовым

Figure 5. Finite element model of a cable of finite stiffness
 Источник: выполнено Д.А. Тарасовым

Предельные значения нормальных напряжений и перемещений /
Limit values of normal stresses and displacements

Критерий оценки / Evaluation criteria	Предложенный метод / The proposed method	МКЭ / FEM	Расхождение значений, % / Difference in values, %
Максимальные нормальные напряжения, МПа / Maximum normal stresses, MPa	650/168,5	713/171	9,69/1,48
Минимальные нормальные напряжения, МПа / Minimum normal stresses, MPa	– 313,4/168,5	– 371/171	18,53/1,48
Максимальные перемещения, мм / Maximum displacement, mm	108,2	116,2	7,39

И с т о ч н и к: выполнено Д.А. Тарасовым / S o u r c e: made by D.A. Tarasov

С помощью предложенного подхода по решению задач оптимального проектирования проведено исследование влияния на площадь и геометрические характеристики сечения такого конструктивного параметра профиля, выполненного в виде кольца, как отношение внутреннего к внешнему диаметру. С этой целью для данного соотношения в диапазоне значений от 0 до 0,9 последовательно решен ряд задач с исходными данными, заданными на этапе верификации предложенного метода. Отметим, что при значении, равном нулю, указанного соотношения кольцо вырождается в круг, а при величине, стремящейся к единице, — в кольцевое сечение с бесконечно малой толщиной стенки. В связи с этим значения от 0,9 до 1,0 в исследовании не рассматривались, поскольку сечения с такими соотношениями внутреннего к внешнему диаметру являются тонкостенными и неконструктивными с точки зрения возможного появления местного смятия в местах приложения кратковременной динамической нагрузки.

Анализ зависимостей, представленных на рис. 6, показывает, что с увеличением соотношения внутреннего к внешнему диаметру площадь поперечного сечения снижается и достигает своего минимума при $k = 0,8$.

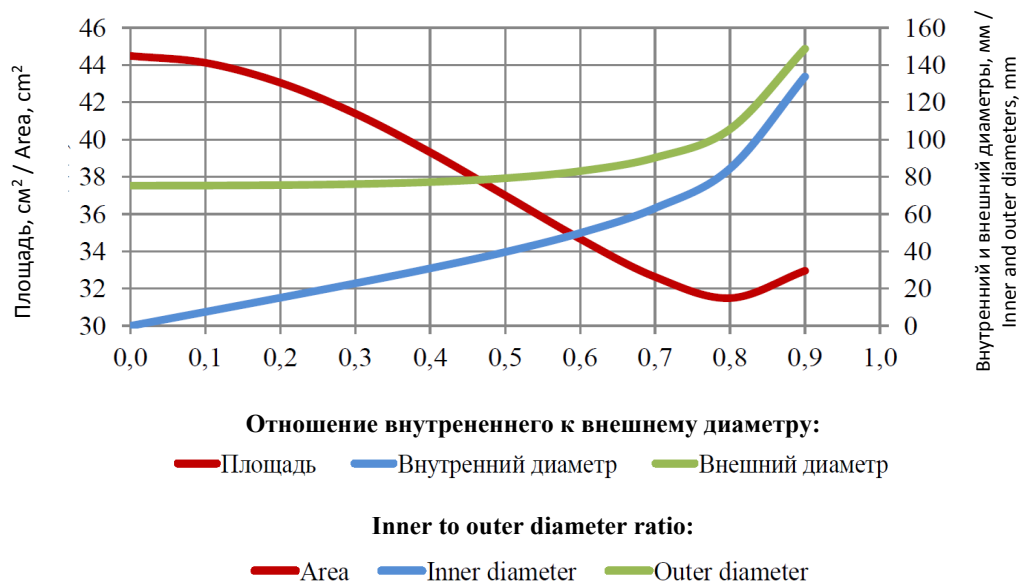


Рис. 6. График изменения геометрических характеристик сечения

И с т о ч н и к: выполнено Д.А. Тарасовым

Figure 6. Graph of changes in the geometric characteristics of the section

S o u r c e: made by D.A. Tarasov

Оценку несущей способности нити конечной жесткости вели в общем виде через коэффициент использования прочности сечения, причем отдельно для двух составляющих нормальных напряжений, вызванных соответственно осевым растяжением и изгибом. При этом сам коэффициент использования прочности являлся безразмерной относительной величиной, которая есть соотношение нормальных напряжений в сечении к расчетному сопротивлению материала.

На рис. 7 представлены зависимости, из которых следует, что с увеличением соотношения внутреннего к внешнему диаметру влияние на несущую способность осевой силы растет, а изгибающего момента падает. Данный факт наблюдается вплоть до достижения значения $k = 0,7$. При этом поведение изгибно-жесткой нити под действием нагрузки все больше начинает походить на работу гибкой нити, способной сопротивляться исключительно растяжению. Однако по достижении значения $k = 0,8$ наблюдается резкий рост влияния изгибающего момента и такое же резкое падение значимости как силового фактора осевого растяжения. Своим поведением нить конечной жесткости становится похожей на однопролетную шарнирно закрепленную балку.

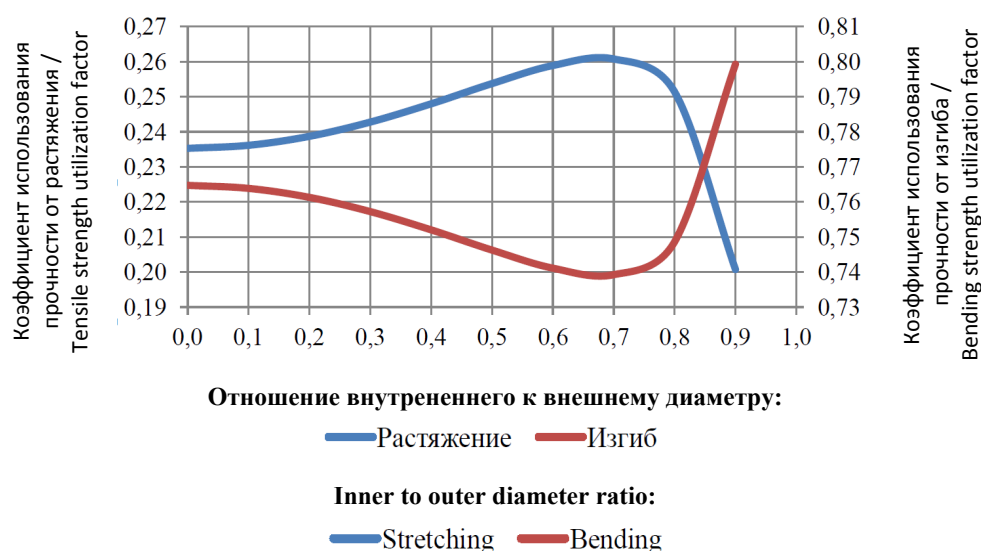


Рис. 7. График изменения коэффициентов использования прочности сечения

И с т о ч н и к: выполнено Д.А. Тарасовым

Figure 7. Graph of changes in the coefficients of utilization of section strength

S o u r c e: made by D.A. Tarasov

Наряду с несущей способностью одними из основных критериев, характеризующих работу рассматриваемого элемента по восприятию кратковременной динамической нагрузки, являются его деформативность и коэффициент динамичности.

Оценку способности изгибно-жесткой нити сопротивляться внешнему воздействию, а также чувствительности к возникающим при этом деформациям вели с помощью относительного прогиба, измеряемого в процентах и равного отношению прогиба в максимально нагруженном сечении к длине пролета рассчитываемого элемента.

В свою очередь коэффициент динамичности являлся критерием, показывающим, во сколько раз кратковременная динамическая нагрузка, вызванная поперечным ударом телом с заданной массой и скоростью движения, больше чем вес того же тела, приложенный в виде статической нагрузки.

Из графиков, представленных на рис. 8, видно, что с увеличением соотношения внутреннего к внешнему диаметру кольца вплоть до значения $k = 0,7$ происходит рост относительного прогиба и пропорциональное снижение коэффициента динамичности. Данный результат вызван изменением жесткости в меньшую сторону и подтверждает тот факт, что рассматриваемый элемент все больше

проявляет в своей работе по восприятию динамического воздействия признаки гибкой нити. Однако после достижения соотношения $k = 0,8$ наблюдается резкое изменение поведения изгибно-жесткой нити, обусловленное таким же резким ростом жесткости. При этом относительный прогиб снижается, а коэффициент динамичности растет. На данном этапе объект исследования под действием ударной нагрузки повторяет работу жесткого балочного элемента.

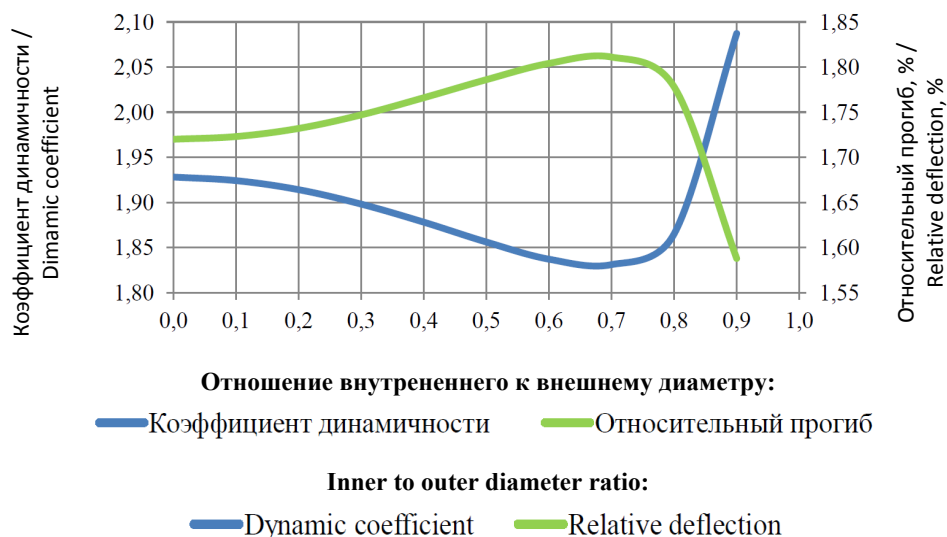


Рис. 8. График изменения коэффициента динамичности и относительного прогиба

И с т о ч н и к: выполнено Д.А. Тарасовым

Figure 8. Graph of change in the dynamic coefficient and relative deflection

S o u r c e: made by D.A. Tarasov

4. Заключение

1. Разработан метод, позволяющий ставить и решать задачи по поиску оптимальных параметров кольцевого профиля нити конечной жесткости, работающей по восприятию поперечного удара телом с заданной массой и скоростью в первоначальный момент взаимодействия.

2. Проведена верификация предложенной технологии моделирования задач оптимального проектирования. Выявленные расхождения в значениях принятых критериев оценки истинности получаемых результатов укладываются в допустимые погрешности решения инженерных задач.

3. С помощью разработанного метода проведены исследования и выявлено, что изгибно-жесткая нить, выполненная из стального профиля с поперечным сечением в виде кольца, с увеличением соотношения внутреннего к внешнему диаметру становится по характеру своей работы, подобна гибкой нити. Данное явление наблюдается до определенного значения указанного соотношения. Затем происходит резкое изменение в поведении, и нить конечной жесткости при действии поперечного удара приобретает черты работы шарнирно опертой однопролетной балки. Отметим, что указать точное значение соотношения внутреннего к внешнему диаметру кольца, когда поведение максимально подобно, а также меру этого подобия не представляется возможным. Данное обстоятельство обусловлено физико-механическими и геометрическими характеристиками изгибно-жесткой нити, а также характером и местом приложения нагрузки.

Список литературы

1. Mei L., Wang Q. Structural optimization in civil engineering: A literature review // Buildings. 2021. Vol. 11. No. 2. P. 66. <http://doi.org/10.3390/buildings11020066> EDN: RJHRXX

2. Zhang H., Lu J., Li Na. Study on internal force optimization and control of a Levy cable dome // *Journal of Constructional Steel Research*. 2024. Vol. 221. Article no. 108868. <http://doi.org/10.1016/j.jcsr.2024.108868> EDN: RRLMWT
3. Zhao L., Cao Zh., Wang Zh., Fan F. Initial prestress design and optimization of cable-stiffened latticed shells // *Journal of Constructional Steel Research*. 2021. Vol. 184. Article no. 106759. <http://doi.org/10.1016/j.jcsr.2021.106759> EDN: MHNWTF
4. Sernizon Costa R., Cesar Campos Lavall A., Gomes Lanna Da Silva R., Porcino dos Santos A., Francisco Viana H. Cable structures: An exact geometric analysis using catenary curve and considering the material nonlinearity and temperature effect // *Engineering Structures*. 2022. Vol. 253. Article no. 113738. <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113738> EDN: LWEHYS
5. Li F., Wu Ju., Arbabi F., Liu Sh. A semi-analytical formulation for suspended cables with singularity method // *Engineering Structures*. 2023. Vol. 295. Article no. 116809. <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116809> EDN: FMQGVX
6. Alshannaq A.A., Tamimi M.F., Abu Qamar Mu.A.I. Sensitivity and optimization analysis of torsional behavior in multicellular thin-walled tubes // *Civil Engineering Journal*. 2024. Vol. 10. No. 9. P. 2902–2918. <http://doi.org/10.28991/cej-2024-010-09-09> EDN: WQAJPN
7. Yin L., Deng T., Niu Yu, Li Zh. Free-form shape optimization of advanced high-strength steel members // *Buildings*. 2022. Vol. 12. No. 12. Article no. 2101. <http://doi.org/10.3390/buildings12122101> EDN: BXMLUD
8. El Ouardani A., Tbatou T. Seismic isolators layout optimization using genetic algorithm within the pymoo framework // *Civil Engineering Journal*. 2024. Vol. 10. No. 8. P. 2517–2535. <http://doi.org/10.28991/cej-2024-010-08-07> EDN: AEADOM
9. Lee D., Shon S., Lee S., Ha Ju. Size and topology optimization of truss structures using quantum-based HS algorithm // *Buildings*. 2023. Vol. 13. No. 6. Article no. 1436. <http://doi.org/10.3390/buildings13061436> EDN: NSTKBZ
10. Stulpinas M., Daniūnas A. Optimization of cold-formed thin-walled cross-sections in portal frames // *Buildings*. 2024. Vol. 14. No. 8. Article no. 2565. <http://doi.org/10.3390/buildings14082565> EDN: LOMRGO
11. Li P., Zhao X., Ding D., Li X., Zhao Ya., Ke Lu., Zhang X., Jian B. Optimization design for steel trusses based on a genetic algorithm // *Buildings*. 2023. Vol. 13. No. 6. Article no. 1496. <http://doi.org/10.3390/buildings13061496> EDN: VIMFUG
12. Ахтямова Л.Ш., Языев Б.М., Чепурненко А.С., Сабитов Л.С. Оптимизация формы трехгранных решетчатых опор по критерию устойчивости // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2022. Т. 18. № 4. С. 317–328. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-4-317-328> EDN: UZSBNA
13. Марутян А.С. Двутавровые гнутосварные профили и расчет их оптимальных параметров // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2020. № 2 (289). С. 67–76. <http://doi.org/10.37538/0039-2383.2020.2.67.76> EDN: AOBCTX
14. Yurchenko V.V., Peleshko I.D., Biliaiev N.A. Application of gradient projection method to parametric optimization of steel lattice portal frame // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2021. Vol. 17. No. 3. P. 132–156. <http://doi.org/10.22337/2587-9618-2021-17-3-132-156> EDN: OCTTSX
15. Бажин Г.М. Оптимальные размеры стальных сварных балок с шарнирными опорными узлами // *Вестник МГСУ*. 2023. Т. 18. № 11. С. 1731–1744. <http://doi.org/10.22227/1997-0935.2023.11.1731-1744> EDN: XVGPCB
16. Киселев В.Г., Сергеев О.А., Сергеева С.А., Комарова Е.И. Плоская топологическая оптимизация при статических и кинематических воздействиях // *Проблемы прочности и пластичности*. 2023. Т. 85. № 3. С. 323–339. <http://doi.org/10.32326/1814-9146-2023-85-3-323-339> EDN: XLOWWB
17. Тарасов Д.А. Численное и экспериментальное исследование поведения защитного сооружения при ударном воздействии // *Вестник МГСУ*. 2024. Т. 19. № 5. С. 729–739. <http://doi.org/10.22227/1997-0935.2024.5.729-739> EDN: PKDUYI
18. Кужахметова Э.Р. Напряженно-деформированное состояние цилиндро-плитно-вантового покрытия здания (сооружения) с различными формами наружного опорного контура // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2020. Т. 16. № 2. С. 95–110. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-2-95-110> EDN: RUOFTA
19. Zhao Zh., Kang Z., Zhang T., Zhao B., Zhang D., Yan R. Topology optimization algorithm for spatial truss based on numerical inverse hanging method // *Journal of Constructional Steel Research*. 2024. Vol. 219. Article no. 108764. <http://doi.org/10.1016/j.jcsr.2024.108764> EDN: BZNQCA
20. Брюквин А.В., Брюквина О.Ю. Энергетический метод для решения волновых задач гибкой нити // *Инженерный журнал: наука и инновации*. 2020. № 5 (101). С. 1. <http://doi.org/10.18698/2308-6033-2020-5-1977> EDN: NZDMQR
21. Аверин А.Н. Расчетные модели гибких нитей // *Известия высших учебных заведений. Строительство*. 2020. № 9 (741). С. 5–19. <http://doi.org/10.32683/0536-1052-2020-741-9-5-19> EDN: YFKYTO
22. Тарасов Д.А. Применение метода Бубнова — Галеркина для анализа поведения изгибно-жесткой нити при поперечном ударе // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2024. № 2 (313). С. 26–32. <http://doi.org/10.37538/0039-2383.2024.2.26.32> EDN: FFJRGA.

23. Мищенко В.В. Параметрическое уравнение цепной линии для расчета гибкой нити // Строительная механика и расчет сооружений. 2020. № 4 (291). С. 40–46. <http://doi.org/10.37538/0039-2383.2020.4.40.46> EDN: PCVOUC
24. Мищенко В.В. Прикладные задачи подвеса тяжелой гибкой нити в общем виде // Строительная механика и расчет сооружений. 2022. № 1 (300). С. 59–65. <http://doi.org/10.37538/0039-2383.2022.1.59.65> EDN: HFBNAH
25. Ляхович Л.С., Акимов П.А., Тухфатуллин Б.А. Критерий оценки оптимальных решений при формировании кусочно-постоянных участков стержней прямоугольного поперечного сечения при ограничениях по устойчивости или на величину первой частоты собственных колебаний // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2020. Т. 22. № 1. С. 75–91. <http://doi.org/10.31675/1607-1859-2020-22-1-75-91> EDN: YOAVPD
26. Wang Z., Tsavdaridis K.D. Optimality criteria-based minimum-weight design method for modular building systems subjected to generalised stiffness constraints: A comparative study // Engineering Structures. 2022. Vol. 251. Article no. 113472. <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113472> EDN: OEHRVD
27. Кабанов С.А., Зимин Б.А., Митин Ф.В. Разработка и исследование математических моделей раскрытия подвижных частей трансформируемых космических конструкций. Часть II // Мехатроника, автоматизация, управление. 2020. Т. 21. № 2. С. 117–128. <http://doi.org/10.17587/mau.21.117-128> EDN: ATZCEN
28. Суфиянов В.Г., Ключин Д.А., Русяк И.Г. Метод Нелдера — Мида решения задачи оптимизации геометрической формы ствола автоматической пушки для улучшения колебательных характеристик // Известия Самарского научного центра Российской академии наук. 2023. Т. 25. № 4. С. 121–131. <http://doi.org/10.37313/1990-5378-2023-25-4-121-131> EDN: RBKFKX

References

1. Mei L., Wang Q. Structural optimization in civil engineering: a literature review. *Buildings*. 2021;11(2):66. <http://doi.org/10.3390/buildings11020066> EDN: RJHRXX
2. Zhang H., Lu J., Li Na. Study on internal force optimization and control of a Levy cable dome. *Journal of Constructional Steel Research*. 2024;221:108868. <http://doi.org/10.1016/j.jcsr.2024.108868> EDN: RRLMWT
3. Zhao L., Cao Zh., Wang Zh., Fan F. Initial prestress design and optimization of cable-stiffened latticed shells. *Journal of Constructional Steel Research*. 2021;184:106759. <http://doi.org/10.1016/j.jcsr.2021.106759> EDN: MHNWTF
4. Sernizon Costa R., Cesar Campos Lavall A., Gomes Lanna Da Silva R., Porcino dos Santos A., Francisco Viana H. Cable structures: An exact geometric analysis using catenary curve and considering the material nonlinearity and temperature effect. *Engineering Structures*. 2022;253:113738. <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113738> EDN: LWEHYS
5. Li F., Wu Ju., Arbabi F., Liu Sh. A semi-analytical formulation for suspended cables with singularity method. *Engineering Structures*. 2023;295:116809. <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116809> EDN: FMQGVX
6. Alshannaq A.A., Tamimi M.F., Abu Qamar Mu.A.I. Sensitivity and optimization analysis of torsional behavior in multicellular thin-walled tubes. *Civil Engineering Journal*. 2024;10(9):2902–2918. <http://doi.org/10.28991/cej-2024-010-09-09> EDN: WQAJPN
7. Yin L., Deng T., Niu Yu, Li Zh. Free-form shape optimization of advanced high-strength steel members. *Buildings*. 2022;12(12):2101. <http://doi.org/10.3390/buildings12122101> EDN: BXLMD
8. El Ouardani A., Tbatou T. Seismic isolators layout optimization using genetic algorithm within the pymoo framework. *Civil Engineering Journal*. 2024;10(8):2517–2535. <http://doi.org/10.28991/cej-2024-010-08-07> EDN: AEADOM
9. Lee D., Shon S., Lee S., Ha Ju. Size and topology optimization of truss structures using quantum-based HS algorithm. *Buildings*. 2023;13(6):1436. <http://doi.org/10.3390/buildings13061436> EDN: NSTKBZ
10. Stulpinas M., Daniūnas A. Optimization of cold-formed thin-walled cross-sections in portal frames. *Buildings*. 2024;14(8):2565. <http://doi.org/10.3390/buildings14082565> EDN: LOMRGO
11. Li P., Zhao X., Ding D., Li X., Zhao Ya., Ke Lu., Zhang X., Jian B. Optimization Design for steel trusses based on a genetic algorithm. *Buildings*. 2023;13(6):1496. <http://doi.org/10.3390/buildings13061496> EDN: VIMFUG
12. Akhtyamova L.Sh., Yaziev B.M., Chepurnenko A.S., Sabitov L.S. Trihedral lattice supports geometry optimization according to the stability criterion. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022;18(4):317–328. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-4-317-328> EDN: UZSBNA
13. Marutyan A.S. I-beam bent-welded profiles and calculation of their optimal parameters. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2020;(2):67–76. (In Russ.) <http://doi.org/10.37538/0039-2383.2020.2.67.76> EDN: AOBCTX
14. Yurchenko V.V., Peleshko I.D., Biliaiev N.A. Application of gradient projection method to parametric optimization of steel lattice portal frame. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2021;17(3):132–156. <http://doi.org/10.22337/2587-9618-2021-17-3-132-156> EDN: OCTTSX
15. Bazhin G.M. Optimal dimensions of steel welded beams with hinged support units. *Vestnik MGSU [Monthly Journal on Construction and Architecture]*. 2023;18(11):1731–1744. (In Russ.) <http://doi.org/10.22227/1997-0935.2023.11.1731-1744> EDN: XVGPCB

16. Kiselev V.G., Sergeev O.A., Sergeeva S.A., Komarova E.I. Planar topological optimization under static and kinematic influences. *Problems of strength and plasticity*. 2023;85(3):323–339. (In Russ.) <http://doi.org/10.32326/1814-9146-2023-85-3-323-339> EDN: XLOWWB
17. Tarasov D.A. Numerical and experimental study of the behavior of protective structures under impact. *Vestnik MGSU [Monthly Journal on Construction and Architecture]*. 2024;19(5):729–739. (In Russ.) <http://doi.org/10.22227/1997-0935.2024.5.729-739> EDN: PKDUYI
18. Kuzhakhmetova E.R. Stress-strain state cylinder-plate-cable-stayed roof buildings (structures) with various forms of external support contour. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020;16(2):95–110. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-2-95-110> EDN: RUOFTA
19. Zhao Zh., Kang Z., Zhang T., Zhao B., Zhang D., Yan R. Topology optimization algorithm for spatial truss based on numerical inverse hanging method. *Journal of Constructional Steel Research*. 2024;219:108764. <http://doi.org/10.1016/j.jcsr.2024.108764> EDN: BZNQCA
20. Bryukvin A.V., Bryukvina O.Y. Strain energy method for solving wave problems of a flexible thread. *Engineering Journal: Science and Innovation*. 2020;(5):1. (In Russ.) <http://doi.org/10.18698/2308-6033-2020-5-1977> EDN: NZDMQR
21. Averin A.N. Calculation models of flexible threads. *News of Higher Educational Institutions. Construction*. 2020;(9):5–19. (In Russ.) <http://doi.org/10.32683/0536-1052-2020-741-9-5-19> EDN: YFKYTO
22. Tarasov D.A. Application of THE bubnov-galerkin method to analyze the behavior of a flexurally rigid thread under transverse impact. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2024;(2):26–32. (In Russ.) <http://doi.org/10.37538/0039-2383.2024.2.26.32> EDN: FFJRGGA
23. Mishchenko V.V. Parametric equation for a catenary to calculate flexible thread. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2020;(4):40–46. (In Russ.) <http://doi.org/10.37538/0039-2383.2020.4.40.46> EDN: PCVOUC
24. Mishchenko V.V. Applied problems of suspension of heavy flexible thread in general. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2022;(1):59–65. <http://doi.org/10.37538/0039-2383.2022.1.59.65> EDN: HFBNAH
25. Lyakhovich L.S., Akimov P.A., Tukhfatullin B.A. Assessment criterion for optimum design solutions of piecewise constant sections in rods of rectangular cross-section with stability or first eigen-frequency limits. *Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta — Journal of Construction and Architecture*. 2020;22(1):75–91. (In Russ.) <http://doi.org/10.31675/1607-1859-2020-22-1-75-91> EDN: YOAVPD
26. Wang Z., Tsavdaridis K.D. Optimality criteria-based minimum-weight design method for modular building systems subjected to generalised stiffness constraints: A comparative study. *Engineering Structures*. 2022;251:113472. <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113472> EDN: OEHRVD
27. Kabanov S.A., Zimin B.A., Mitin F.V. Development and research of mathematical models of deployment of mobile parts of transformable space construction. Part II. *Mechatronics, Automation, Control*. 2020;21(2):117–128. (In Russ.) <http://doi.org/10.17587/mau.21.117-128> EDN: ATZCEN
28. Sufiyanov V.G., Kljugin D.A., Rusyak I.G. The Nelder-Mead method for solving the problem of optimizing the geometric shape of an automatic cannon barrel to improve oscillatory characteristics. *Izvestia of Samara Scientific Center of the Russian Academy of Sciences*. 2023;25(4):121–131. (In Russ.) <http://doi.org/10.37313/1990-5378-2023-25-4-121-131> EDN: RBKFKX

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ANALYSIS AND DESIGN OF BUILDING STRUCTURES

DOI: 10.22363/1815-5235-2025-21-3-231-241

EDN: TJJGKF

Research article / Научная статья

Predicting the Strength of Eccentrically Compressed Short Circular Concrete Filled Steel Tube Columns

Tatiana N. Kondratieva^{ID}✉, Anton S. Chepurnenko^{ID}, Batyr M. Yazyev^{ID}

Don State Technical University, Rostov-on-Don, Russian Federation

✉ ktn618@yandex.ru

Received: March 7, 2025.

Revised: May 28, 2025.

Accepted: June 2, 2025.

Abstract. The process of predicting the load-bearing capacity of eccentrically compressed circular concrete filled steel tube (CFST) columns using machine learning algorithms is investigated. The relevance of the work is established by the need to improve the accuracy of engineering calculations in the context of increasingly complex architectural solutions. The purpose of the study is to develop and evaluate the effectiveness of intelligent models for reliable prediction of CFST column strength based on key parameters of the structure and materials. The object of the study was short, eccentrically compressed CFST columns of circular cross-section. The input parameters of the machine learning models were the outer diameter of the column section, tube wall thickness, concrete strength, yield strength of steel and relative eccentricity. The load-bearing capacity of the column was taken as the output parameter. CatBoost and Random Forest Regressor (RFR) algorithms with hyperparameter optimization using the Optuna library were used for forecasting. The quality of the models was assessed using the MAE, MSE, and MAPE metrics. As a result of the study, intelligent models were developed. The CatBoost model demonstrated better accuracy rates (MAE = 67.1; MSE = 86.2; MAPE = 0.07%) compared to RFR (MAE = 72.6; MSE = 89.7; MAPE = 0.15%). The feature importance analysis showed that the outer diameter of the column and the relative eccentricity have the greatest influence on the bearing capacity. Correlation analysis confirmed the high dependence of the output parameter on these factors. The obtained results are recommended for use in calculation modules and supporting engineering systems for design solutions of load-bearing structures.

Keywords: CFST columns, machine learning, CatBoost, Random Forest, bearing capacity, strength prediction, intelligent models

Conflicts of interest. The authors declare that there is no conflict of interest.

Authors' contribution: Kondratieva T.N. — conceptualization, goals and objectives of the study, calculations, analysis of results, writing; Chepurnenko A.S. — supervision, review and editing, correction of conclusions; Yazyev B.M. — review and editing, final conclusions.

For citation: Kondratieva T.N., Chepurnenko A.S., Yazyev B.M. Predicting the strength of eccentrically compressed short circular concrete filled steel tube columns. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2025;21(3):231–241. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2025-21-3-231-241>

Tatiana N. Kondratieva, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Mathematics and Informatics of the Don State Technical University (DSTU), 1 Gagarin Sq., Rostov-on-Don, 344003, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 7794-2841, ORCID: 0000-0002-3518-8942; e-mail: ktn618@yandex.ru

Anton S. Chepurnenko, Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of Structural Mechanics and Theory of Structures, Don State Technical University, 1 Gagarin Sq., Rostov-on-Don, 344003, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-9133-8546, eLIBRARY SPIN-code: 7149-7981; e-mail: anton_chepurnenk@mail.ru

Batyr M. Yazyev, Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of Structural Mechanics and Theory of Structures, Don State Technical University, 1 Gagarin Sq., Rostov-on-Don, 344003, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-5205-1446; eLIBRARY SPIN-code: 5970-5350; e-mail: ps62@yandex.ru

© Kondratieva T.N., Chepurnenko A.S., Yazyev B.M., 2025

This work is licensed under a Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Прогнозирование прочности коротких внецентренно сжатых круглых трубобетонных колонн

Т.Н. Кондратьева[✉], А.С. Чепурненко^{id}, Б.М. Языев^{id}

Донской государственный технический университет, Ростов-на-Дону, Российская Федерация

✉ ktn618@yandex.ru

Поступила в редакцию: 7 марта 2025 г.

Доработана: 28 мая 2025 г.

Принята к публикации: 2 июня 2025 г.

Аннотация. Исследован процесс прогнозирования несущей способности внецентренно сжатых круглых трубобетонных колонн (ТБК) с использованием алгоритмов машинного обучения. Актуальность работы обусловлена необходимостью повышения точности инженерных расчетов в условиях усложняющихся архитектурных решений. Цель исследования – разработка и оценка эффективности интеллектуальных моделей для надежного прогнозирования прочности ТБК на основе ключевых параметров конструкции и материалов. Объектом исследования выступили короткие внецентренно сжатые трубобетонные колонны круглого сечения. Входными параметрами моделей машинного обучения являлись наружный диаметр сечения колонны, толщина стенки трубы, прочность бетона, предел текучести стали и относительный эксцентриситет. В качестве выходного параметра принималась несущая способность колонны. Для прогнозирования использовались алгоритмы CatBoost и Random Forest Regressor (RFR) с оптимизацией гиперпараметров посредством библиотеки Optuna. Оценка качества моделей проводилась по метрикам MAE, MSE и MAPE. В результате исследования разработаны интеллектуальные модели. Модель CatBoost продемонстрировала лучшие показатели точности (MAE = 67,1; MSE = 86,2; MAPE = 0,07 %) по сравнению с RFR (MAE = 72,6; MSE = 89,7; MAPE = 0,15 %). Анализ важности признаков показал, что наибольшее влияние на несущую способность оказывают наружный диаметр колонны и относительный эксцентриситет. Корреляционный анализ подтвердил высокую зависимость выходного параметра от этих факторов. Полученные результаты рекомендуются к использованию в расчетных модулях и инженерных системах поддержки принятия решений при проектировании несущих конструкций зданий и сооружений.

Ключевые слова: модели машинного обучения, CatBoost, Random Forest, несущая способность, интеллектуальные модели

Заявление о конфликте интересов. Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Вклад авторов: Кондратьева Т.Н. — формирование основной концепции, цели и задачи исследования, проведение расчетов, анализ результатов исследований, написание текста; Чепурненко А.С. — научное руководство, доработка текста, корректировка выводов; Языев Б.М. — доработка текста, итоговые выводы.

Для цитирования: Kondratieva T.N., Chepurnenko A.S., Yazyev B.M. Predicting the strength of eccentrically compressed short circular concrete filled steel tube columns // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2025. Т. 21. № 3. С. 231–241. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2025-21-3-231-241>

1. Introduction

Concrete filled steel tube (CFST) structures are widely used in construction due to their high strength, stiffness and cost-effectiveness, as well as good seismic stability and resistance to external factors. In [1] a modern review of publications on concrete filled steel tube columns, experimental and analytical basis of research under static and dynamic loads are presented. CFST elements can also be used in truss structures that can withstand high loads [2]. Concrete filling of steel structures increases the compressive strength of the upper chord of steel tube trusses and prevents local buckling of the tube wall.

Кондратьева Татьяна Николаевна, кандидат технических наук, доцент кафедры математики и информатики, Донской государственный технический университет (ДГТУ), Российская Федерация, 344003, г. Ростов-на-Дону, пл. Гагарина, 1; eLIBRARY SPIN-код: 7794-2841, ORCID: 0000-0002-3518-8942; e-mail: ktn618@yandex.ru

Чепурненко Антон Сергеевич, доктор технических наук, профессор кафедры строительной механики и теории сооружений, Донской государственный технический университет, Российская Федерация, 344003, г. Ростов-на-Дону, пл. Гагарина, 1; eLIBRARY SPIN-код: 7149-7981, ORCID: 0000-0002-9133-8546; e-mail: anton_chepurnenk@mail.ru

Языев Батыр Меретович, доктор технических наук, профессор кафедры строительной механики и теории сооружений, Донской государственный технический университет, Российская Федерация, 344003, Ростов-на-Дону, пл. Гагарина, 1; eLIBRARY SPIN-код: 5970-5350, ORCID: 0000-0002-5205-1446; e-mail: ps62@yandex.ru

A comprehensive study of the compressive load-bearing capacity of concrete filled steel tube columns is presented in [3]. In [4], a study of the efficiency of circular short CFST columns under axial load is carried out using thirty specimens of different types. In [5], the test results of twelve short CFST columns with circular steel casing and twelve square short columns subjected to axial compressive loading are presented. In addition to the experimental study of mechanical properties of concrete CFST column structures [6–8], it is necessary to create systems of practical recommendations for optimal design, analysis [9; 10] and application of such columns in various construction conditions [11–13]. The solution of problems of similar type has already attracted the attention of the authors of [14–16], where machine learning methods were used to obtain empirical formulas and statistical models for predicting the strength of CFST columns of square and circular section. The developed models show noticeable improvements in the prediction accuracy of model features [17], but their effectiveness depends largely on the quality of the initial data, the choice of algorithms, and the optimization of hyperparameters [18; 19]. In addition, it is necessary to consider the interpretability of models [20–22], their ability to generalize to new data, and their robustness to changes in input parameters [23–25].

Most of the existing machine learning models for predicting the load-bearing capacity of CFST columns are based on experimental data [26–28]. At the same time, experiments are usually conducted on specimens of relatively small size compared to real structures, which reduces the accuracy and limits the applicability of the models in engineering practice. Thus, there is a gap in the scientific literature associated with the lack of approaches allowing to create ML-models based on more generalizable and parametrically flexible data sources.

This study proposes construction of a predictive model based on the results of finite element modeling using a simplified methodology that has been previously tested on experimental data. This approach avoids the limitations inherent in laboratory testing and allows for a wide variation of parameters, which is critical for building a universal and engineerable model.

The purpose of this study is to develop reliable machine learning models for predicting the load-bearing capacity of eccentrically compressed circular concrete filled steel tube columns. The study is based on a hybrid approach that combines finite element modeling to form a training data set and further training of artificial intelligence models using the results of numerical experiments. This approach was previously successfully applied in [29] for predicting the bearing capacity of centrally compressed columns of square cross-section. The advantage over direct finite element analysis is the very high speed of the trained models: results for several sets of input parameters can be obtained in a fraction of a second by simple matrix multiplication. Another important advantage is that machine learning models allow to estimate the degree of significance of each input parameter in determining the load bearing capacity, which makes them particularly useful in engineering analysis and design.

2. Methods

To build the machine learning model, a database of 374975 numerical experiments using the finite element method according to the methodology presented in [30] was prepared for circular CFST columns. The methodology presented in [30] was previously tested on experimental data for 265 centrally compressed columns and 93 eccentrically compressed columns [31].

The following values were taken as the input parameters of the models: outer diameter of cross-section D_p (mm); wall thickness of circular steel tube t_p (mm); yield strength of steel R_y (MPa); compressive strength of concrete R_b (MPa); relative eccentricity e_o / D_p (dimensionless parameter). The output parameter of the model is the critical load N_{ult} (kN).

Such parameters as initial modulus of elasticity of concrete and tensile strength of concrete were not included in the number of input parameters because they are correlated with the compressive strength grade of concrete. The empirical formulas given in [30] were used in the finite element analysis to determine these

parameters. In addition, the modulus of elasticity of steel was not included in the number of input parameters, because it has a weak influence on the compressive strength, and also has a small range of values, varying in the range of 195–210 GPa. The concrete tensile strength parameter, according to engineering standards, also has no significant effect on the column behavior in compression and was excluded from the final set of features. Preliminary analysis using a trained CatBoost model showed that when these parameters were varied by $\pm 10\%$, the change in the predicted load bearing capacity was less than 1%, which is much lower than the contribution of the main geometric and strength characteristics.

In addition, only short columns, for which deflection does not significantly increase the eccentricity of the axial force were considered, and the design length of the element was also not included as an input parameter.

For building machine learning models, algorithms based on ensemble principles were chosen: CatBoost as a representative of gradient boosting and Random Forest Regressor as a representative of bagging. These algorithms demonstrate high accuracy and stability when working with tabular data, as well as have built-in mechanisms of model interpretation through the assessment of feature importance. The choice of CatBoost was additionally motivated by its high performance on sparse and categorical data, as well as low sensitivity to hyperparameter tuning. To increase the validity of the choice, other algorithms were also tested: XGBoost, LightGBM and the support vector regression (SVR). According to the test results, CatBoost showed the best values of MAE, MSE and MAPE metrics among the considered algorithms, which became the basis for its selection as the main method of boosting in this work. Random Forest was included as a benchmark algorithm for bagging-based ensembling, which is robust to overtraining and does not require feature scaling.

Table 1 partially summarizes the dataset used to train the artificial intelligence models.

Table 1

Fragment of the training data array

No.	D_p , mm / mm	t_p , mm / mm	R_y , МПа / MPa	R_b , МПа / MPa	e_o / D_p	N_{ult} , кН / kN
1	102	1.8	240	10	0	229.3777
2	102	1.8	240	10	0.04	208.9631
3	102	1.8	240	10	0.08	186.9428
4	102	1.8	240	10	0.12	168.3632
5	102	1.8	240	10	0.16	152.7655
6	102	1.8	240	10	0.2	139.9204
7	102	1.8	240	10	0.24	128.6809
8	102	1.8	240	10	0.28	118.8176
9	102	1.8	240	10	0.32	110.56
10	102	1.8	240	10	0.36	103.22
11	102	1.8	240	10	0.4	96.568
...	...	...	...	...	...	...
374965	1420	32	800	66	0.44	90861.91
374967	1420	32	800	66	0.48	85727.21
374968	1420	32	800	66	0.52	81039
374969	1420	32	800	66	0.56	76797.29
374970	1420	32	800	66	0.6	72778.83
374971	1420	32	800	66	0.64	68983.61
374972	1420	32	800	66	0.68	65634.89
374973	1420	32	800	66	0.72	62509.42
374974	1420	32	800	66	0.76	59607.2
374975	1420	32	800	66	0.8	56928.23

Source: made by T.N. Kondratieva

To improve the quality of the models, the correlations between the variables were analyzed. Stratified sampling methods were used to eliminate imbalances in the data, which allowed to distribute the values of the output parameter evenly. Additionally, a multicollinearity check was performed to eliminate redundant features and increase the robustness of the models. The resulting cleaned and balanced dataset became the basis for training and testing of the machine learning algorithms.

Gradient boosting algorithms (CatBoost, XGBoost) and Random Forest Regressor (RFR) bagging model were used to predict the bearing capacity of CFST columns. The quality of the models was assessed using MAE, MSE and MAPE metrics. In addition, feature importance was analysed based on the contributions of the parameters to predictions.

To improve model accuracy and prevent overtraining, the hyperparameters of the CatBoost and Random Forest Regressor algorithms were optimized. Optimization was performed using Grid search combined with 5-fold cross-validation, which ensured model robustness to random data fluctuations. Ranges of variation of hyperparameters were determined on the basis of preliminary analysis of model behavior on small samples and recommendations from the official documentation of CatBoost and Scikit-learn libraries.

For CatBoost, the parameters varied as: number of iterations — 100–5000; depth — 4–12; learning rate — 0.01–0.3; coefficient of the L2 regularization term in the loss function — 1.9–4.9.

For Random Forest Regressor: number of trees — 50–500; maximum depth — 3–20; minimum number of samples to be in the final node — 1–3.

The best combinations of hyperparameters were selected based on minimizing the MAE and MAPE errors obtained as a result of cross-validation.

For the trained models, feature importance was also analyzed by evaluating the degree of influence of each input parameter on the predictions. This approach allowed to determine which characteristics have the most significant effect on the final value of the bearing capacity.

3. Results and Discussion

The statistical characteristics of the original data set are presented in Table 2, showing the ranges of each characteristic. The main indicators are: sample size, sample mean, deviation, extremes of the variables. The set of these indicators helps to conduct statistical analysis of variables, to determine their scatter relative to their center, to show the asymmetry of distribution, to derive the laws of distribution of ordered series.

Table 2

Table of statistical characteristics

Index	D_p , mm	t_p , mm	R_y , MPa	R_b , MPa	e_o / D_p	N_{ult} , kN
Count	374976.00	374976.00	374976.0	374976.00	374976.00	374976.00
Mean	444.10	10.61	520.0	38.00	0.40	10009.60
Standard Deviation	361.76	7.50	183.3	18.33	0.24	16539.69
Min	102.00	1.80	240.0	10.00	0.00	59.41
Max	1420.00	32.00	800.0	66.00	0.80	223247.94

Source: made by T.N. Kondratieva

Since machine learning is essentially a multivariate interpolation, reliable model performance can be guaranteed only within the range of input parameter variation in the training data set. The minimum and maximum values of input parameters specified in Table 2 almost completely cover the possible range of variation of the characteristics of CFST columns.

Figure 1 shows the correlation between the input and output parameters of the model. There is almost no strong correlation between the input parameters except for the relationship between the wall thickness of

the circular steel tube and the outer diameter of the cross-section $\rho_{t_p/D_p} = 0.8$. This is due to the fact that the geometric characteristics of steel tubes presented in GOST 10704-91¹ were used in the formation of the training data set. In this range, there is a tendency to increase the minimum and maximum wall thickness of the tube with increasing diameter to ensure the necessary stiffness and stability of the structure.

A correlation relationship between the input and output parameters of the model is observed: the wall thickness of the circular steel tube and the load-bearing capacity of CFST columns $\rho_{t_p/N_{ult}} = 0.6$; the outer diameter of the cross-section and the load-bearing capacity of CFST columns $\rho_{D_p/N_{ult}} = 0.8$. This result is expected from the standpoint of structural mechanics, since an increase in the wall thickness and outer diameter of the tube leads to an increase in the geometric characteristics of the equivalent cross-section, affecting the performance of the structure under eccentric compression: moment of inertia and area.

As a result of the correlation analysis, it was found that, although most of the parameters are relatively independent of each other, the main geometric characteristics of the column (outer diameter and wall thickness of the tube) have the greatest influence on its load-bearing capacity. Thus, it is important to consider the primary significance of these parameters when developing predictive models and designing CFST structures.

The absence of strong correlation between most of the input parameters of the tested model for predicting the load-bearing capacity of eccentrically compressed circular CFST columns indicates that each of these factors makes an independent contribution to the formation of the load-bearing capacity of the structure. This indicates a complex interaction of variables, in which the strength of columns is determined not by one dominant parameter, but by their combined influence.

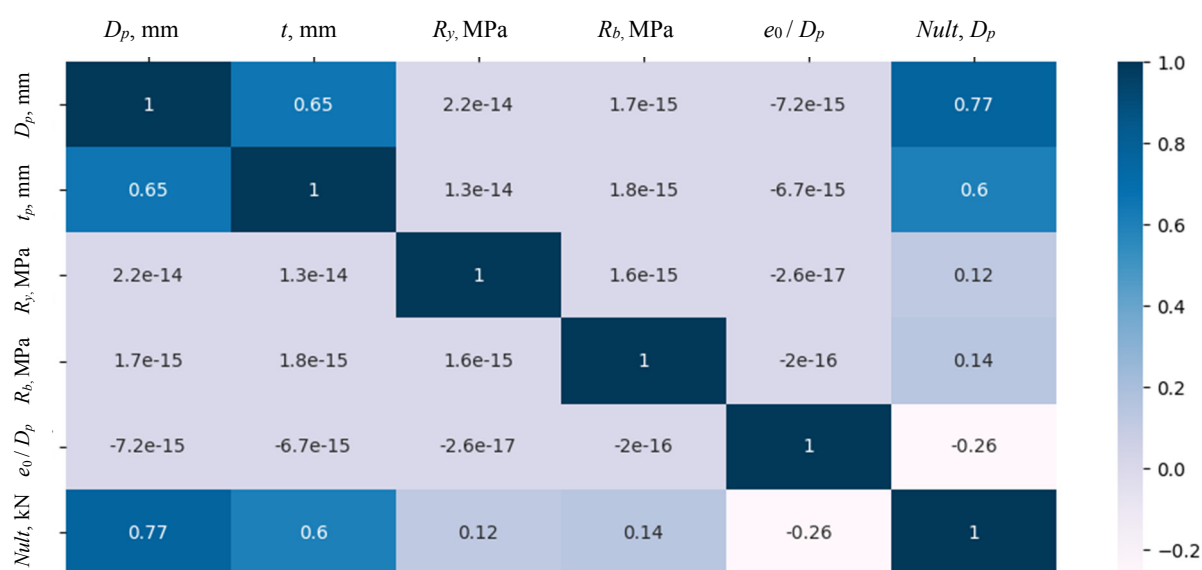


Figure 1. Correlation matrix
Source: made by T.N. Kondratieva

The results of the feature importance analysis obtained using CatBoost and Random Forest Regressor (RFR) machine learning models are shown in Figures 2 and 3. They allow to identify differences in the approaches of the algorithms to data analysis and to determine the key parameters affecting the load-bearing capacity of eccentrically compressed circular CFST columns.

The CatBoost model demonstrated a more balanced and engineering-based assessment of the influence of factors.

¹ GOST 10704-91. *Electrically welded steel line-weld tubes*. Moscow: Standardinform Publ.; 2007. (In Russ.)

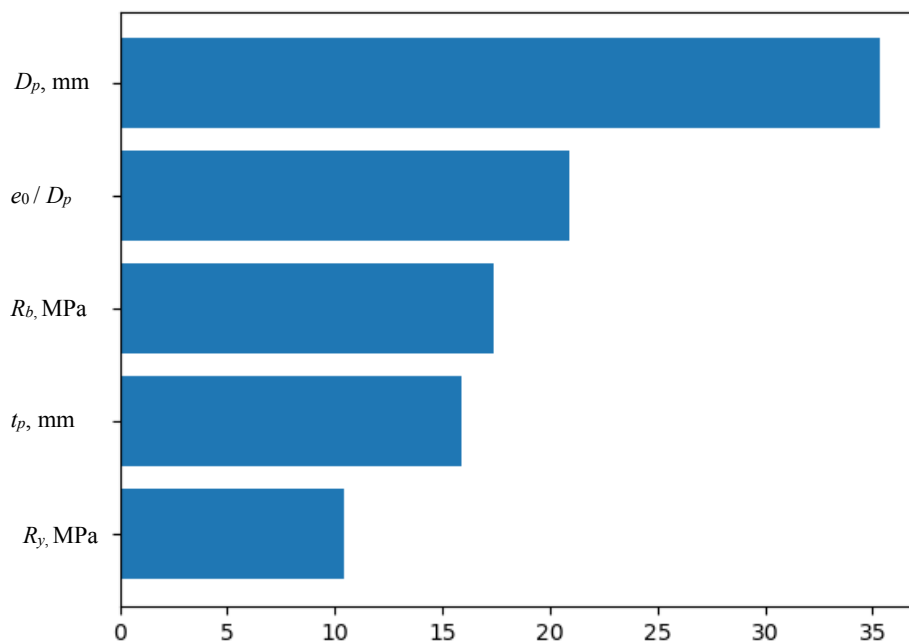


Figure 2. Feature Importance Assessment for CatBoost

Source: made by T.N. Kondratieva

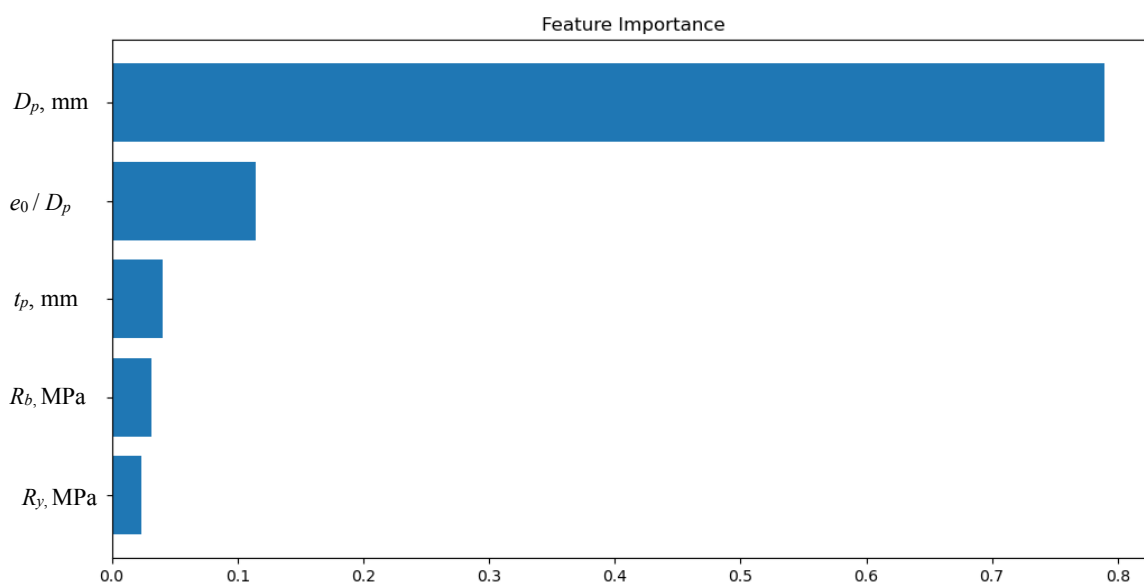


Figure 3. Feature Importance Assessment for RFR

Source: made by T.N. Kondratieva

The greatest influence is exerted by the outer diameter of the column cross-section (97%), which is reasonable, since an increase in diameter leads to an increase in the cross-sectional area and, consequently, increases the bearing capacity.

The relative eccentricity (60%) and tube wall thickness (40%) contribute significantly. The first parameter indicates the sensitivity of the column to eccentric loading, which is particularly important for complex loading conditions. The second parameter affects the resistance to local buckling and the overall interaction of the steel tube with the concrete.

Other significant parameters are the compressive strength of concrete (37%) and yield strength of steel (22%), which are the key material parameters that determine the behavior of the loaded column.

The Random Forest Regressor (RFR) model showed a strong dependence on a single parameter, the section outer diameter (97%), while other attributes such as wall thickness (0.7%), concrete strength (0.5%) and steel yield strength (0.2%) were rated as practically insignificant. This may indicate the limited ability of RFR to detect complex nonlinear relationships and interactions between attributes, which reduces its applicability for engineering analysis and prediction in conditions of high variability of design parameters.

The optimal parameter values obtained in the process of model training are presented in Table 3.

The quality assessment of the models is presented in Table 4.

Table 3

Optimal values of model parameters

Model	Parameter	Value
CatBoost	Iterations	1487
	Depth	8
	Learning rate	0,4
	l2 leaf reg	2,17
	N estimators	150
RFR	Max depth	16
	Min samples leaf	2

Source: made by T.N. Kondratieva

Table 4

Model quality metrics

Metric	CatBoost	RFR
MAE	67.1	72.6
MSE	86.2	89.7
MAPE (%)	0.07	0.15
R^2	0.99	0.98

Source: made by T.N. Kondratieva

The CatBoost and Random Forest Regressor algorithms are trained in a search for optimal hyperparameters, where each combination of parameters is tested for the smallest error. Higher mean average errors (MAE) for structural engineering problems are acceptable in both cases and are associated with the large range of the N_{ult} load values and their order of thousands of kN. High mean square errors (MSE) indicate the presence of outliers and indicate single, isolated large errors. MSE by itself is less informative in this case, but in combination with MAPE it indicates reasonable stability of the models. The MAPE values, which are less than 1%, indicate that the models are very accurate in predicting the bearing capacity values.

To increase the rigor of model comparison, the statistical significance of differences in MAE, MAPE, and R^2 between CatBoost and Random Forest Regressor (RFR) was analyzed. For this purpose, bootstrapping (1000 iterations) and nonparametric Wilcoxon test for paired samples on 5-fold cross-validation data were used.

Statistical significance of differences was confirmed by nonparametric Wilcoxon test with confidence intervals calculated by bootstrapping method is presented in Table 5.

Table 5

Comparison of models with confidence intervals and p-values

Metric	CatBoost (95% CI)	RFR (95% CI)	Difference (CatBoost — RFR)	95% CI of difference	p-value (Wilcoxon)
MAE	67.1 [64.3–70.5]	72.6 [69.8–76.1]	–5.5	[–6.8; –3.9]	0.018 < 0.01
MSE	86.2 [81.0–91.7]	89.7 [85.3–94.6]	–3.5	[–5.2; –1.7]	0.041 < 0.05
MAPE (%)	23.1 [21.2–25.4]	31.5 [29.4–34.2]	–0.08	[–0.10; –0.05]	0.003 < 0.01
R^2	0.94 [0.91–0.96]	0.86 [0.83–0.89]	+0.01	[+0.005; +0.02]	0.002 < 0.05

Source: made by T.N. Kondratieva

Table 5 shows the values of quality metrics of CatBoost and RFR models, as well as statistical analysis of differences between them based on bootstrapping and nonparametric Wilcoxon criterion. The obtained 95% confidence intervals of the differences of metrics between CatBoost and RFR confirmed the significant advantage of CatBoost, additionally, CatBoost demonstrates statistically better results in terms of MAE, MAPE and R^2 (p -value < 0.05), which confirms its advantage as a more accurate and stable model in this task.

Figures 4 and 5 show histograms of errors: actual values along the vertical axis, predicted values along the horizontal axis. The use of CatBoost algorithm allowed to achieve almost perfect coincidence between target and predicted values. Such high quality of prediction can be explained by the high smoothness of the data in the training array: the results of finite element analysis, unlike the experimental data, exclude random errors associated with measurement, scatter of material characteristics, etc. The results of the finite element analysis are not affected by random errors. In Figure 5, the deviation of points from the Actual = Predict line is larger compared to Figure 4. Thus, if choosing between CatBoost and Random Forest Regressor algorithms, preference should be given to the former. A similar result suggesting the better ability of CatBoost to determine complex nonlinear relationships in comparison with RFR was obtained earlier in [32] for another problem in the field of application of wireless sensor networks. This is because the CatBoost algorithm is based on the use of gradient boosting and has a built-in mechanism to deal with overtraining. Since CatBoost has shown the best quality of prediction, it is CatBoost that should be relied on when evaluating feature importance. CatBoost reveals the importance of even weak features without overfitting on them, RFR can ignore weak features because of averaging over trees.

Thus, the CatBoost model provides a more informative and interpretable approach to predicting the bearing capacity of CFST columns, taking into account a combination of factors, which makes it more preferable in the tasks of engineering design and analysis. CatBoost model also allows analyzing the influence of random factors. For this purpose, it is enough to pass the reference input values through the trained model, and then set random deviations for input parameters and see how the result will change.

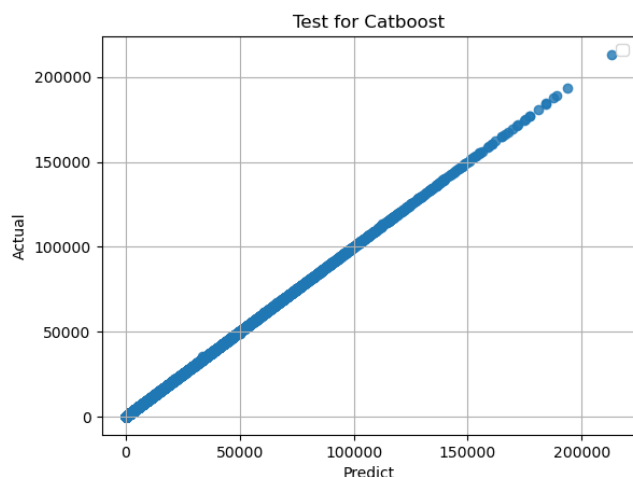


Figure 4. Error histogram for CatBoost

Source: made by T.N. Kondratieva

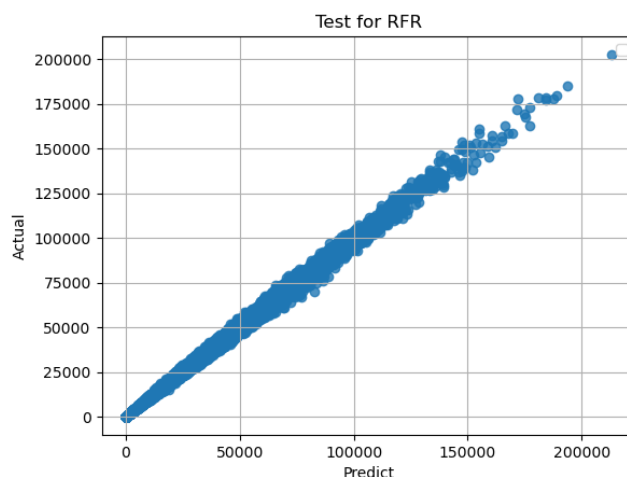


Figure 5. Error histogram for RFR

Source: made by T.N. Kondratieva

Thus, the comparison of CatBoost and Random Forest Regressor models has shown the advantage of the former both in accuracy and stability of prediction. This is due to the fact that CatBoost implements an advanced gradient boosting scheme with efficient processing of sparse and categorical data, and also has built-in mechanisms to combat overtraining. In contrast, Random Forest algorithm as a bagging method is prone to averaging and may lose sensitivity to weak but significant features. In spite of higher interpretability of Random Forest trees, CatBoost turned out to be the most appropriate for the task of estimation of load-bearing capacity

of concrete filled steel tube columns, which is confirmed by low values of MAE, MSE and especially MAPE (less than 1%). The obtained results confirm the reasonableness of CatBoost as the main gradient boosting algorithm in this work. Random Forest, in turn, was used as a reference model to evaluate the relative efficiency of ensemble methods.

4. Conclusion

The main conclusions of the study are:

1. A machine learning model for predicting the load-bearing capacity of eccentrically compressed circular concrete filled steel tube (CFST) columns was built and validated.
2. The dominant influence of geometric characteristics (outer diameter and wall thickness) compared to the mechanical characteristics of materials was established.
3. CatBoost algorithm showed the best results among the tested models.
4. An accessible database suitable for further research and training of ML-models was formed and proposed.

In further studies it is planned to expand the use of machine learning methods in analyzing the characteristics of CFST structures, including their operation in extreme conditions (fire, dynamic effects). The solution of these issues will allow to expand the scope of application CFST columns and increase their reliability in modern construction projects.

Data Accessibility Statement

The training dataset is available for download at: <https://disk.yandex.ru/d/jVWmibREM10p3Q>

References / Список литературы

1. Ilanthir A., Regin J.J., Maheswaran J. Concrete-filled steel tube columns of different cross-sectional shapes under axial compression: A review. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*; 2020 Sep 17–18; Tamil Nadu, India. Bristol: IOP Publ.; 2020:012007. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/983/1/012007> EDN: DMUHMU
2. Joseph J.R., Henderson J.H. Concrete-filled steel tube truss girders — a state-of-the-art review. *Journal of Engineering and Applied Science*. 2023;70:49. <https://doi.org/10.1186/s44147-023-00220-w> EDN: PWRPVD
3. Arokiaprakash A., Senthil Selvan S. Comprehensive study of compressive behavior of CFST columns with confinements and stiffeners. *Journal of Constructional Steel Research*. 2023;211:108127. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2023.108127> EDN: SKHBUQ
4. Wang C., Chan T.M. Machine learning (ML) based models for predicting the ultimate strength of rectangular concrete-filled steel tube (CFST) columns under eccentric loading. *Engineering Structures*. 2023;276:115392. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115392> EDN: DIBHQB
5. Zhang S., Li X., Chen X., Chen J. Behavior of circular-steel-tube-confined square CFST short columns under axial compression. *Journal of Building Engineering*. 2022;51:104372. <https://doi.org/10.1016/j.job.2022.104372> EDN: KHGDBW
6. Teng J.G., Wang J.J., Guan Lin, Zhang J., Feng P. Compressive behavior of concrete-filled steel tubular columns with internal high-strength steel spiral confinement. *Advances in Structural Engineering*. 2021;24(8):1687–708. <https://doi.org/10.1177/1369433220981656> EDN: YFKXMK
7. Yuan F., Cao L., Li H. Axial compressive behaviour of high-strength steel spiral-confined square concrete-filled steel tubular columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2022;192:107245. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2022.107245> EDN: AJTUWQ
8. Hu H.S., Xu L., Guo Z.X., Shahrooz B.M. Behavior of eccentrically loaded square spiral-confined high-strength concrete-filled steel tube columns. *Engineering Structures*. 2020;216:110743. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110743> EDN: RBSRZD
9. Kondratieva T.N., Chepurnenko A.S., Poliakova K.A., Rodionov K.A. CatBoost algorithms to predict the load-bearing capacity of centrally compressed short CFST columns of circular cross-section. *E3S Web of Conferences*. 2024; 583:06009. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202458306009> EDN: YXISDV
10. Kondratieva T.N., Vysokovskiy D.V., Rusakova E.V., Khashkhodzhev K.A., Poliakova K.A. Modeling the strength of the walls of I-shaped reinforced concrete beams. *International Conference on Recent Advances in Architecture and Construction*. Cham: Springer Nature Switzerland; 2024. p. 385–392. https://doi.org/10.1007/978-3-031-82938-3_42
11. Le T.T. Practical machine learning-based prediction model for axial capacity of square CFST columns. *Mechanics of Advanced Materials and Structures*. 2022;29(12):1782–1992. <https://doi.org/10.1080/15376494.2020.1839608> EDN: LUHGDL

12. Zhou X.G., Hou C., Feng W.Q. Optimized data-driven machine learning models for axial strength prediction of rectangular CFST columns. *Structures*. 2023;47:760–780. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.11.030> EDN: RJEFIJ 0
13. Cakiroglu C., Islam K., Bekdaş G., Isikdag U., Mangalathu S. Explainable machine learning models for predicting the axial compression capacity of concrete filled steel tubular columns. *Construction and Building Materials*. 2022;356:129227. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.129227> EDN: RDNJKT
14. Wang D., Ren Z., Kondo G. Interpretable domain knowledge enhanced machine learning framework on axial capacity prediction of circular CFST columns. *Journal Research Article: Computational Engineering, Finance, and Science*. 2024. <https://doi.org/10.48550/arXiv.2402.04405>
15. Megahed K., Mahmoud N.S., Abd-Rabou S.E.M. Prediction of the axial compression capacity of stub CFST columns using machine learning techniques. *Scientific Reports*. 2024;14:2885. <https://doi.org/10.1038/s41598-024-53352-1> EDN: GANCNR
16. Faridmehr I., Nehdi M.L. Predicting axial load capacity of CFST columns using machine learning. *Structural Concrete*. 2022;23:1642–1658. <https://doi.org/10.1002/suco.202100641> EDN: BOSJKP
17. Hakim S.J.S., Noorzaei J., Jaafar M.S., Jameel M., Mohammadhassani M. Application of artificial neural networks to predict compressive strength of high strength concrete. *International Journal of Physical Sciences*. 2011;6:975–981. <https://doi.org/10.5897/IJPS11.023>
18. Luat N.V., Han S.W., Lee K. Genetic algorithm hybridized with eXtreme gradient boosting to predict axial compressive capacity of CCFST columns. *Composite Structures*. 2021;278:114733. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2021.114733> EDN: KPUGZL
19. Zarringol M., Thai H., Thai S., Patel V. Application of ANN to the design of CFST columns. *Structures*. 2020;28:2203–2220. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.10.048> EDN: CRVHBP
20. Lee S.C. Prediction of concrete strength using artificial neural networks. *Engineering Structures*. 2003;25(7):849–857. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(03\)00004-X](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(03)00004-X)
21. Chepurnenko A.S., Kondratieva T.N., Deberdeev T.R., Akopyan V.F., Avakov A.A. Prediction of rheological parameters of polymers using the CatBoost gradient boosting algorithm. *Polymer Science, Series D*. 2024;17(1):121–128. <https://doi.org/10.1134/S199542122370020X> EDN: UFJNY
22. Lee S., Vo T.P., Thai H.T., Lee J., Patel V. Strength prediction of concrete-filled steel tubular columns using Categorical Gradient Boosting algorithm. *Engineering Structures*. 2021;238:112109. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112109> EDN: FTLKPF
23. Ma Lu., Zhou Ch., Lee D., Zhang Ji. Prediction of axial compressive capacity of CFRP-confined concrete-filled steel tubular short columns based on XGBoost algorithm. *Engineering Structures*. 2022;260:114239. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114239> EDN: SEMQKN
24. Hou C., Zhou X. G. Strength prediction of circular CFST columns through advanced machine learning methods. *Journal of Building Engineering*. 2022;51:104289. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104289> EDN: CQXMDK
25. Vu Q.V., Truong V.H., Thai H.T. Machine learning-based prediction of CFST columns using gradient tree boosting algorithm. *Composite Structures*. 2021;259:113505. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2020.113505> EDN: HTWBNC
26. Tran V.L., Thai D.K., Kim S.E. Application of ANN in predicting ACC of SCFST column. *Composite Structures*. 2019;228:111332. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2019.111332>
27. Du Y., Chen Z., Zhang C., Cao X. Research on axial bearing capacity of rectangular concrete-filled steel tubular columns based on artificial neural networks. *Frontiers of Computer Science*. 2017;11:863–873. <https://doi.org/10.1007/s11704-016-5113-6> EDN: KGWXVD
28. Zarringol M., Thai H.T., Thai S., Patel V. Application of ANN to the design of CFST columns. *Structures*. 2020;28:2203–2220. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.10.048> EDN: CRVHBP
29. Chepurnenko A.S., Yazyev B.M., Turina V.S., Akopyan V.F. Artificial intelligence models for determining the strength of centrally compressed pipe-concrete columns with square cross-section. *Magazine of Civil Engineering*. 2024;17(6). <https://doi.org/10.34910/MCE.130.8> EDN: HBBADX
30. Chepurnenko A., Yazyev B., Meskhi B., Beskopylny A., Khashkhozhev K., Chepurnenko V. Simplified 2D finite element model for calculation of the bearing capacity of eccentrically compressed concrete-filled steel tubular columns. *Applied Sciences*. 2021;11:11645. <https://doi.org/10.3390/app112411645> EDN: AKSSMM
31. Khashkhozhev K.N. *Improvement of the design of concrete-filled steel tube columns considering physical nonlinearity* [dissertation]. 2023. (In Russ.)
32. Хаихожев К.Н. Совершенствование расчета трубобетонных колонн с учетом физической нелинейности: дис. ... канд. техн. наук. 2023. 138 с.
33. Ileri K. Comparative analysis of CatBoost, LightGBM, XGBoost, RF, and DT methods optimised with PSO to estimate the number of k-barriers for intrusion detection in wireless sensor networks. *International Journal of Machine Learning and Cybernetics*. 2025:1–20. <https://doi.org/1007/s13042-025-02654-5>

Деревянное покрытие-настил промышленного здания: расчет из условия изгибной жесткости

И.И. Шишов^{ID}, А.В. Лукина^{ID}✉, М.С. Лисятников^{ID}, Д.А. Чибрикин^{ID}

Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых, Владимир, Российская Федерация

✉ pismo.33@yandex.ru

Поступила в редакцию: 12 марта 2025 г.

Доработана: 17 мая 2025 г.

Принята к публикации: 30 мая 2025 г.

Аннотация. Большепролетные конструкции покрытия позволяют создавать просторные помещения без использования промежуточных опор, что важно для гибкой планировочной системы промышленных и общественных зданий. Как правило, такие конструкции выполняют из металлических или железобетонных ферм или арок. Объектом исследования является новая двускатная конструкция деревянного дощатого покрытия-настила для промышленного здания пролетами 24 и 30 м. Ширина настила без стропильных конструкций составляет 2,4 м. Соединение отдельных досок и элементов между собой в настиле предусматривается гвоздевыми и болтовыми, что выгодно отличает его от клеёных деревянных конструкций. Существует возможность сборки конструкции непосредственно на строительной площадке. Не требуется доставка крупномасштабного изделия до места монтажа. Представлен подробный анализ конструктивных решений, приведены методы расчета, в результате которых определено, что предложенная конструкция удовлетворяет условию изгибной жесткости. Описана простая в изготовлении и монтаже система, основанная на применении деревянных досок и панелей, которые обеспечивают необходимую общую устойчивость конструкции, что делает ее привлекательным вариантом для использования в различных климатических районах. Результаты исследований подтверждают высокую перспективность дальнейшего внедрения подобной технологии в реальную практику проектирования.

Ключевые слова: деревянные конструкции, покрытия, прочность, жесткость

Заявление о конфликте интересов. Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Вклад авторов: Шишов И.И. — разработка конструктивного решения деревянной кровельной панели, постановка задачи исследования; Лукина А.В. — сбор нагрузок, выполнение расчета изгибной жесткости панели, написание текста; Лисятников М.С. — анализ современного состояния большепролетных конструкций на основе древесины, литературный обзор; Чибрикин Д.А. — оформление графического материала, формулировка выводов. Все авторы ознакомлены с окончательной версией статьи и одобрили ее.

Финансирование. Работа выполнена при финансовой поддержке Министерства науки и высшего образования Российской Федерации в рамках государственного задания в области научной деятельности (тема FZUN-2024-0004, государственное задание ВлГУ).

Для цитирования: Шишов И.И., Лукина А.В., Лисятников М.С., Чибрикин Д.А. Деревянное покрытие-настил промышленного здания: расчет из условия изгибной жесткости // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2025. Т. 21. № 3. С. 242–253. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2025-21-3-242-253>

Шишов Иван Иванович, кандидат технических наук, доцент кафедры строительных конструкций, Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых, Российская Федерация, 600000, г. Владимир, ул. Горького, д. 87; ORCID: 0009-0001-9621-7196; e-mail: ivshish1938@gmail.com

Лукина Анастасия Васильевна, кандидат технических наук, доцент кафедры строительных конструкций, Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых, Российская Федерация, 600000, г. Владимир, ул. Горького, д. 87; eLIBRARY SPIN-код: 8745-0004, ORCID: 0000-0001-6065-678X; e-mail: pismo.33@yandex.ru

Лисятников Михаил Сергеевич, кандидат технических наук, доцент кафедры строительных конструкций, Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых, Российская Федерация, 600000, г. Владимир, ул. Горького, д. 87; eLIBRARY SPIN-код: 4089-7216, ORCID: 0000-0002-5262-6609; e-mail: mliyatnikov@mail.ru

Чибрикин Данила Александрович, кандидат технических наук, доцент кафедры строительных конструкций, Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых, Российская Федерация, 600000, г. Владимир, ул. Горького, д. 87; eLIBRARY SPIN-код: 1809-6997, ORCID: 0000-0001-9278-4559; e-mail: dachibrikin@outlook.com

© Шишов И.И., Лукина А.В., Лисятников М.С., Чибрикин Д.А., 2025



This work is licensed under a Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Timber Roof Panel for Industrial Buildings: Analysis According to Bending Stiffness Condition

Ivan I. Shishov^{ID}, Anastasia V. Lukina^{ID}✉, Mikhail S. Lisyatnikov^{ID}, Danila A. Chibrikov^{ID}

Vladimir State University named after Alexander Grigoryevich and Nikolai Grigoryevich Stoletovs, *Vladimir, Russian Federation*

✉ pismo.33@yandex.ru

Received: March 12, 2025.

Revised: May 17, 2025.

Accepted: May 30, 2025

Abstract. Large-span roof structures allow creating spacious rooms without using intermediate supports, which is important for a flexible planning system of industrial and public buildings. Typically, such structures are made of metal or reinforced concrete trusses or arches. The object of the study is a new ridged structure of a wooden plank roof panel for industrial buildings with spans of 24 and 30 m. The width of the panel without rafter structures is 2.4 m. The connection of individual boards and elements with each other in the panel is provided by nails and bolts, which compares favorably with glued wooden structures. It is possible to assemble the structure directly on the construction site. There is no need to deliver a large-scale product to the installation site. The article provides a detailed analysis of design solutions, presents calculation methods, as a result of which it is determined that the proposed structure meets the condition of bending rigidity. A simple to manufacture and to install system is described, based on the use of wooden boards and panels, which provide the necessary overall stability of the structure, making it an attractive option for use in various climatic regions. The results of the studies confirm the high potential for further implementation of such technology in real design practice.

Keywords: wooden structures, roofs, strength, rigidity

Conflicts of interest. The authors declare that there is no conflict of interest.

Authors' contribution: Shishov I.I. — development of structural solution of the wooden roofing panel, formulation of research objective; Lukina A.V. — collecting loads, calculating the bending stiffness of the panel, writing the text; Lisyatnikov M.S. — analysis of the current state of large-span structures based on wood, literature review; Chibrikov D.A. — design of graphic material, formulation of conclusions. All authors read and approved the final version of the article.

Funding. The work was carried out with the financial support of the Ministry of Science and Higher Education of the Russian Federation within the state assignment in the field of scientific activity (theme FZUN-2024-0004, state assignment of the VISU).

For citation: Shishov I.I., Lukina A.V., Lisyatnikov M.S., Chibrikov D.A. Timber roof panel for industrial buildings: analysis according to bending stiffness condition. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2025;21(3):242–253. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2025-21-3-242-253>

1. Введение

Большепролетные конструкции становятся все более популярными благодаря своей экономической эффективности, архитектурной выразительности и технологическому развитию. Большепролетные конструкции находят широкое применение в различных сферах, включая строительство промышленных, зрелищных, культовых зданий, мостов, спортивных арен, аэропортов, торговых центров и других крупных объектов [1; 2]. В будущем они будут играть ключевую роль в создании современных и функциональных объектов, способствуя развитию инфраструктуры и улучшению качества жизни населения.

Ivan I. Shishov, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Building Structures, Institute of Architecture, Civil Engineering and Energy, Vladimir State University named after Alexander and Nikolay Stoletovs, 87 Gorky St, Vladimir, 600000, Russian Federation; ORCID: 0009-0001-9621-7196; e-mail: ivshish1938@gmail.com

Anastasia V. Lukina, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Building Structures, Institute of Architecture, Civil Engineering and Energy, Vladimir State University named after Alexander and Nikolay Stoletovs, 87 Gorky St, Vladimir, 600000, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 8745-0004; ORCID: 0000-0001-6065-678X; e-mail: pismo.33@yandex.ru

Mikhail S. Lisyatnikov, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Building Structures, Institute of Architecture, Civil Engineering and Energy, Vladimir State University named after Alexander and Nikolay Stoletovs, 87 Gorky St, Vladimir, 600000, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 4089-7216, ORCID: 0000-0002-5262-6609; e-mail: mlsiyatnikov@mail.ru

Danila A. Chibrikov, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Building Structures, Institute of Architecture, Civil Engineering and Energy, Vladimir State University named after Alexander and Nikolay Stoletovs, 87 Gorky St, Vladimir, 600000, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 1809-6997, ORCID: 0000-0001-9278-4559; e-mail: dachibrikov@outlook.com

Когда речь идет о большепролетных перекрытиях, как правило, используют фермы, арки или пространственные конструкции [3; 4]. Широко распространены решения, выполненные из металлических и железобетонных конструкций [5–7].

Одним из перспективных направлений является использование деревянных стропильных конструкций для перекрытия больших пролетов. Деревянные конструкции обладают рядом преимуществ: экологичность, легкость, высокие теплоизоляционные свойства, эстетичность [8].

Элементы стропильной деревянной системы, как правило, выполняются на болтах, нагелях и реже на МЗП. Болтовые соединения обеспечивают прочность и устойчивость конструкции, а также позволяют легко монтировать и демонтировать элементы при необходимости [9]. Так, в [10; 11] предложены стропильные конструкции из бамбука, соединения которых выполнены на болтах.

Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций имени В.А. Кучеренко (ЦНИИСК им. Кучеренко), один из ведущих институтов строительной отрасли России, накопил значительный опыт проектирования большепролетных деревянных конструкций. Под руководством С.Б. Турковского и А.А. Погорельцева разработаны основные виды проектов большепролетных деревянных конструкций: арочные покрытия зданий, деревянные фермы и рамные конструкции, шпренгельные системы и клеёные балки, решетчатые деревянные фермы и комбинированные конструкции.

Огромный вклад в формирование и развитие школы деревянных конструкций в Сибирском регионе внес профессор П.А. Дмитриев (Сибстрин). П.А. Дмитриевым были экспериментально исследованы соединения элементов деревянных конструкций на металлических и пластиковых нагелях, разработаны положения по проектированию несущих и ограждающих деревянных конструкций.

Разработка новых полимеров, конструктивных решений и технологий обработки древесины способствует развитию деревокомпозитных конструкций. В практику проектирования все более интенсивно входят составные и деревоклеёные конструкции [12; 13].

Деревянные конструкции гигроскопичны. При набухании создаются внутренние напряжения, что может привести к деформациям, расслоению и снижению прочности конструкции. Деревокомпозитные конструкции лишены таких недостатков.

В [14–16] выполнены расчеты деревянных конструкций с учетом ползучести. Исследования подтверждают необходимость учета ползучести древесины и уточнения расчетов деревянных конструкций.

В [17; 18] предлагается инновационное предварительно нагруженное соединение дюбель — гайка для высокопроизводительных пространственных конструкций из клееного шпона (LVL). Такое соединение LVL элементов приводит к снижению собственного веса конструкции на 33 % при равной проектной несущей способности. Соединение дюбель — гайка, используемое для реализации прототипов, обеспечивает простоту операций по сборке/разборке. В [19] подробно обсуждаются клеёные деревянные элементы, которые используются в качестве несущих конструкций. Подчеркиваются преимущества металлических соединений, но также упоминаются проблемы, связанные с экологичностью синтетических клеев и соединителей.

Статья М.С. Сергеева [20] посвящена исследованию влажностного поведения и процессов высыхания кросс-ламинированной древесины (CLT) в кровельных конструкциях. В работе представлен полевой эксперимент, проведенный в течение 11 месяцев на строительной площадке в Торонто (Канада), где анализировалась динамика распределения влаги в CLT. Основное внимание уделено влиянию влаги на торцы панелей CLT, так как древесина является гигроскопичным материалом, а ее торцы особенно уязвимы к водопоглощению.

Также в исследования [21; 22] рассмотрены вопросы армирования деревянных конструкций. Армирование — эффективный способ повышения несущей способности строительных конструкций, но требующий дополнительных ресурсов на разработку технологии изготовления композитных конструкций.

Примером успешного применения деревянных покрытий для промышленных зданий являются спортивные комплексы, выставочные залы, общественные здания [23; 24]. Например, крытый стадион в городе Хельсинки, Финляндия, построен с использованием клеёных деревянных балок длиной до 30 м [25]. Эти объекты демонстрируют высокую прочность и эстетическую привлекательность деревянной конструкции.

Таки образом, актуальность исследования деревянного покрытия-настила промышленного здания обусловлена несколькими важными факторами. Во-первых, это экономическая эффективность. Использование древесины вместо металла или бетона может существенно снизить затраты на строительство. Легкий вес материала уменьшает расходы на транспортировку и монтаж, а также снижает нагрузку на фундамент. Во-вторых, низкая теплопроводность древесины позволяет создавать более энергоэффективные здания, снижая затраты на отопление и кондиционирование воздуха. В-третьих, это адаптация к местным условиям. В России и других странах с развитой лесной промышленностью использование местных ресурсов древесины может способствовать развитию экономики региона и созданию рабочих мест [26].

2. Методы

Рассмотрено деревянное покрытие-настил (панель) для промышленного здания с пролетами длиной 24 и 30 м без использования традиционных стропильных систем.

Покрытие-настил представляет собой ряд кровельных панелей размером $2,4 \times 24$ м, шарнирно опирающихся на подстропильные балки. Кровельная панель это два сплошных настила толщиной по 120 мм, разделенных между собой поперечными стенками сечением 60×340 мм, расположенными с шагом 2,4 м (рис. 1).

Сплошной настил толщиной 120 мм обеспечивает достаточную жесткость и прочность, чтобы выдерживать нагрузки от снега, ветра и собственного веса. Поперечные стенки сечением 60×340 мм, расположенные через каждые 2,4 м, дополнительно усиливают конструкцию, предотвращая прогибы и деформации. Шарнирное соединение на подстропильные балки позволяет компенсировать возможные температурные расширения и усадки материалов, что повышает общую стабильность конструкции [27].

Соединение отдельных досок и элементов между собой предусматривается по типу дощато-гвоздевых балок. На этапе разработки модель исследуемого деревянного покрытия предполагается конструктивный забой гвоздей, а также крепление отдельных элементов болтовыми соединениями. Расчет узловых и стыковых соединений будет выполнен в дальнейшем при анализе внутренних усилий в каждом элементе отдельно.

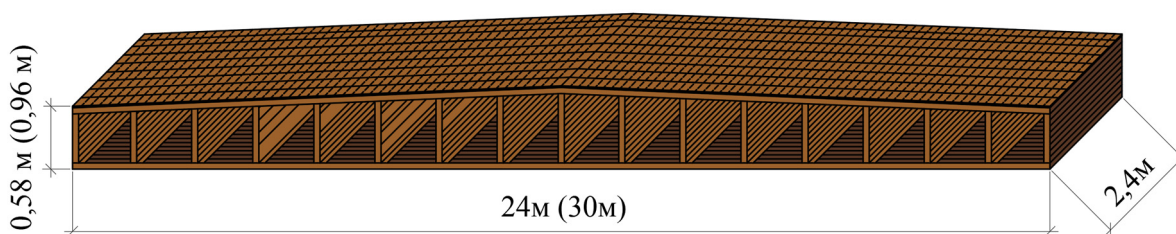


Рис. 1. Общий вид деревянного покрытия-настила промышленного здания

Источник: выполнено Д.А. Чибрикиным

Figure 1. General view of the wooden panel for industrial buildings

Source: made by D.A. Chibrikin

2.1. Покрытие здания с пролетом 24 м

Выполнен расчет предложенной деревянной конструкции. Расчетная схема представляет собой однопролетную шарнирно-опертую балку с шарнирным соединением стенок с верхним и нижним поясами, нагруженную равномерно-распределенной нагрузкой по пролету. Определен момент инерции и изгибную жесткость покрытия.

Момент инерции поперечного сечения панели:

$$I_z = \frac{bh^3}{12} = \frac{2,4}{12} (0,58^3 - 0,34^3) = 0,0312 \text{ м}^3.$$

Изгибная жесткость: $EI_z = 12600 \cdot 0,0312 = 393 \text{ М} \cdot \text{Н} \cdot \text{м}^2$.

Выполнен расчет по деформациям.

Нагрузки нормативные:

1. Продольные настилы: $P_1 = 0,24 \cdot 2,4 \cdot 510 = 294 \text{ кг/м}$;
2. Поперечные стенки: $P_2 = 0,06 \cdot 0,34 \cdot 2,4 \cdot 11 \cdot 510 = 259 \text{ кг/м}$;
3. Пароизоляция: $P_3 = 0,08 \cdot 2,4 = 0,192 \text{ кг/м}$;
4. Полимерная мембрана: $t = 1,5 \text{ мм}$; $P_4 = 1,8 \cdot 2,4 = 4,32 \text{ кг/м}$;
5. Снеговая нагрузка: $P_5 = 200 \cdot 2,4 = 480 \text{ кг/м}$;

Итого нормативная нагрузка: $q = 1038 \text{ кг/м} = 0,0104 \text{ МН/м}$.

Прогиб в середине пролета: $\text{Max } f = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{E} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,0104 \cdot 24^4}{393} = 0,114 \text{ м}$.

Предельно допустимый прогиб: $\frac{24}{200} = 0,120 \text{ м}$.

Таким образом, жесткость кровельной панели достаточна. Недостаток этого решения в том, что покрытие получается плоским. Чтобы создать уклон кровли от конька к карнизу, необходимо увеличить высоту поперечных стенок от карниза к коньку на 30 мм с каждым шагом поперечных стенок.

Нагрузка немного увеличится:

$$q = 0,0104 + 0,03 \cdot 0,06 \cdot 2,4 \cdot (2 + 4 + 6 + 8 + 10) \cdot 0,0051 = 0,011 \text{ МН/м}.$$

3. Результаты и обсуждение

Кровельная панель длиной 24 м разделяется поперечными стенками на 5 фрагментов, каждый из которых имеет две части по 2,4 м по разные стороны от конька. Каждый фрагмент имеет свою высоту и жесткость на изгиб EI_z . Высота фрагмента измеряется в его середине и считается постоянной. Принятые высоты фрагментов: $h = 0,58; 0,61; 0,64; 0,67; 0,70 \text{ м}$. Моменты инерции кровельных панелей I_z :

$$I_z = \frac{bh^3}{12} = \frac{b}{12} (h^3 - h_1^3),$$

где h — высота фрагмента; h_1 — расстояние между верхним и нижним настилами кровельной панели. Моменты инерции и изгибные жесткости EI_z по фрагментам представлены в табл. 1.

Таблица 1 / Table 1

**Определение изгибной жесткости кровельной панели /
Determination of the bending stiffness of the roof panel**

Номер фрагмента / Fragment number	Момент инерции кровельных панелей I_z , м ⁴ / Moment of inertia of I_z , m ⁴ roofing panels	Изгибные жесткости EI_z , МН/м ² / Bending stiffness EI_z , MN/m ²
Фрагмент 1 / Fragment 1	0,0312	393
Фрагмент 2 / Fragment 2	0,0353	445
Фрагмент 3 / Fragment 3	0,0396	499
Фрагмент 4 / Fragment 4	0,0443	558
Фрагмент 5 / Fragment 5	0,0491	619

Источник: выполнено А.В. Лукиной / Source: made by A.V. Lukina

Далее определяются прогибы кровельной панели в середине пролета:

$$\text{Max } f = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI_z}. \quad (1)$$

Нагрузка $q = 0,011 \text{ МН/м}$ по всему пролету. Модуль упругости древесины: $E = 12600 \text{ МН/м}^2$.

$$\text{Max } f = 0,000142 \frac{l^4}{EI_z}.$$

Для каждого фрагмента кровельной панели выполняется следующее:

1. Часть кровельной панели, включающая фрагмент, рассматривается как балка длиной l_1 на шарнирных опорах. По формуле (1) определяется прогиб в середине пролета от нагрузки q .

2. Часть кровельной панели, за исключением фрагмента, рассматривается как балка длиной l_2 , и для нее определяется прогиб в середине. Разность прогибов дает прогиб кровельной панели в середине пролета от нагрузки, действующей в пределах фрагмента (табл. 2).

Таблица 2 / Table 2

Определение прогибов кровельной панели / Determining the deflections of the roof panel

Номер фрагмента / Fragment number	Пролет l , м / Span l , m	Прогиб f , м / Deflection, m
Фрагмент 1 / Fragment 1	24	0,0505
Фрагмент 2 / Fragment 2	21,6	0,0251
Фрагмент 3 / Fragment 3	19,2	0,016
Фрагмент 4 / Fragment 4	16,8	0,0112
Фрагмент 5 / Fragment 5	14,2	0,0

Источник: выполнено А.В. Лукиной / Source: made by A.V. Lukina

Прогиб кровельной панели в середине пролета равен сумме определенных прогибов.

$$\text{Max } f = 0,0505 + 0,0251 + 0,016 + 0,0112 + 0,0129 = 0,116 \text{ м.}$$

Предельно допустимый прогиб 0,120 м.

Жесткость кровельной панели достаточна

3.1. Покрытие здания с пролетом 30 м

Соберем нагрузки.

Продольные настилы толщиной $0,09 \cdot 2 = 0,18 \text{ м}$. Тогда $P_1 = 0,18 \cdot 2,4 \cdot 510 = 220 \text{ кг/м}$.

Поперечные стенки: $P_2 = 0,08 \cdot 2,4 \cdot (0,78 + 0,81 + 0,84 + 0,87 + 0,90) \cdot 510 \cdot 2 = 823 \text{ кг/м}$.

Нагрузка от пароизоляции и полимерной мембраны: $P_3 = 4,32$ кг/м.

Снеговая нагрузка: $200 \cdot 2,4 = 480$ кг/м.

Итого (нормативные нагрузки): $q = 1527,32$ кг/м = $0,0153$ МН/м.

Прогиб кровельной панели в середине пролета составит:

$$\text{Max } f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI_z} = 0,000198 \frac{l^4}{EI_z}.$$

Моменты инерции и жесткости кровельной панели по фрагментам от карниза к коньку (табл. 3).

Далее вычисляются прогибы в середине кровельной панели от раздельного нагружения ее по фрагментам, как это описано выше. Принимается: l_1 — длина участка панели, включающего фрагмент, l_2 — длина участка с исключенным фрагментом. Прогибы определяются по формуле

$$\text{Max } f = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI_z} = 0,000198 \cdot \frac{l^4}{EI_z}.$$

Разность прогибов определяет прогиб кровельной панели f в середине пролета от нагружения фрагмента: $f = \text{Max } f_1 - \text{Max } f$.

Таблица 3 / Table 3

Результаты расчета покрытие здания пролетом 30 м /
Calculation results for covering a building with a span of 30 m

Номер фрагмента / Fragment number	Момент инерции кровельных панелей I_x , м ⁴ / Moment of inertia of roof panels I_x , m ⁴	Изгибная жесткость EI_x , МН/м ² / Bending stiffness EI_x , MN/m ²	Прогиб f , м / Deflection, m
Фрагмент 1 / Fragment 1	0,0820	1033	0,0914
Фрагмент 2 / Fragment 2	0,0878	1106	0,0406
Фрагмент 3 / Fragment 3	0,0937	1257	0,0141
Фрагмент 4 / Fragment 4	0,0998	1257	0,000123
Фрагмент 5 / Fragment 5	0,106	1336	0,000192

Источник: выполнено А.В. Лукиной / Source: made by A.V. Lukina

Прогиб кровельной панели в середине пролета равен сумме прогибов от нагружения фрагментов $\text{Max } f = 0,146$ м при предельно допустимом значении 0,150 м. Жесткость кровельной панели достаточна.

Результаты выполненного расчета показывают, что наибольший прогиб кровельной панели возникает от нагружения первого (прикарнизного) фрагмента, а с приближением нагруженного фрагмента к коньку его влияние на прогиб в середине пролета быстро уменьшается. Это можно использовать. Жесткость панели в направлении от карниза к коньку будем уменьшать, уменьшая толщину настилов.

Каждый скат будет иметь три зоны протяженностью по 5 м с суммарной толщиной верхнего и нижнего настилов от карниза к коньку 20, 18, 12 см. Каждая зона разделена поперечными стенками на два фрагмента по 2,5 м. Высота стенок в пределах ската 0,750; 0,775; 0,800; 0,825; 0,850; 0,875, высота средней стенки 0,900 м.

3.2. Определение нагрузок

1. Настилы: $(0,20 \cdot 5 + 0,18 \cdot 5 + 0,12 \cdot 5) \cdot 2 \cdot 2,4 \cdot 510 = 6120$ кг. Тогда нагрузка на 1 м кровельной панели составит: $q = 204$ кг/м.

2. Стенки по скатам, поперечные сечения: $(0,750 + 0,775 + 0,80 + 0,825 + 0,875) \cdot 0,08 \cdot 2 = 0,78$.

3. Средняя стенка $9 \cdot 0,15 = 0,135$ м².

Всего $0,78 + 0,135 = 0,915$ м²

Вес всех стенок на ширину кровельной панели — 2,4 м.

$$G = 0,915 \cdot 2,4 \cdot 510 = 1120 \text{ кг.}$$

Тогда нагрузка 1 м кровельной панели $q = \frac{1120}{30} = 37,333$ кг/м.

Вместе с настилами $q = 204 + 37,333 = 24,333$ кг/м = 0,00241 МН/м.

Пароизоляция и полимерная мембрана $g = 4$ кг/м = 0,00004 МН/м.

Снег $G = 480 \cdot 2,4 = 1152$ кг / м = 0,0115 МН/м.

Итого $q = 0,00241 + 0,00004 + 0,0115 = 0,0140$ МН/м.

Наибольший прогиб кровельной панели в середине пролета:

$$\text{Max } f = \frac{5ql^4}{384EI} = 0,000182 \frac{l^4}{EI}.$$

Момент инерции кровельной панели

$$I_z = \frac{bh^3}{12} = \frac{2,4}{12} (h^3 - h_1^3) = 0,2 (h^3 - h_1^3),$$

где h — высота фрагмента панели, включающая настилы; h_1 — без настилов.

Получаются следующие значения для фрагментов от карниза к коньку:

$$h = 0,20 + 0,75 = 0,95, \quad h_1 = 0,750;$$

$$h = 0,20 + 0,775 = 0,975, \quad h_1 = 0,775;$$

$$h = 0,18 + 0,80 = 0,98, \quad h_1 = 0,800;$$

$$h = 0,18 + 0,825 = 1,005, \quad h_1 = 0,825;$$

$$h = 0,12 + 0,850 = 0,970, \quad h_1 = 0,970;$$

$$h = 0,12 + 0,875 = 0,995, \quad h_1 = 0,875.$$

Моменты инерции и жесткости кровельной панели для фрагментов от карниза к коньку:

$$I_z = 0,2 (0,95^3 - 0,75^3) = 0,0871, \quad EI_z = 1010;$$

$$I_z = 0,2 (0,975^3 - 0,775^3) = 0,0923, \quad EI_z = 1160;$$

$$I_z = 0,2 (0,98^3 - 0,8^3) = 0,0858, \quad EI_z = 1080;$$

$$I_z = 0,2(1,005^3 - 0,825^3) = 0,09007, \quad EI_z = 1140;$$

$$I_z = 0,2(0,97^3 - 0,85^3) = 0,0597, \quad EI_z = 752;$$

$$I_z = 0,2(0,995^3 - 0,875^3) = 0,0630, \quad EI_z = 794.$$

Максимальный прогиб кровельной панели в середине пролета определяется как сумма прогибов от раздельного нагружения ее фрагментов. Для каждого фрагмента определяется 2 прогиба: f_1 — от нагружения панели длиной l_1 , включающей фрагмент, и f_2 — от нагружения панели длиной l_2 — без фрагмента. Разность прогибов определяет прогиб в середине пролета от нагружения фрагмента. Сумма таких разностей определяет прогиб кровельной панели переменной жесткости в середине пролета.

Фрагмент 1: / Fragment 1:

l_1 , м / м	l_2 , м / м	l_1 , м / м	l_2 , м / м	l_1 , м / м	l_2 , м / м	l_1 , м / м	l_2 , м / м	l_1 , м / м	l_2 , м / м	l_1 , м / м	l_2 , м / м
30	25	25	20	20	15	15	10	10	5	5	0
$f_1 = 0,146$	$f_2 = 0,0704$	$f_1 = 0,0613$	$f_2 = 0,0251$	$f_1 = 0,0270$	$f_2 = 0,00853$	$f_1 = 0,00808$	$f_2 = 0,00160$	$f_1 = 0,00242$	$f_2 = 0,00015$	$f_1 = 0,000151$	$f_2 = 0$

Сумма величин $(f_1 - f_2)$ определяет прогиб кровельной панели в середине пролета $f = 0,139$ м. Предельно допустимый прогиб 0,150 м. Жесткость кровельной панели достаточна.

Инженерный расчет дает лишь ориентировочную оценку несущей способности конструкции, однако требуется дополнительное моделирование всех факторов, влияющих на работу сооружения, включая сложное распределение внутренних усилий, учет узлового сопряжения и возможные концентрации напряжений. Численный расчет проведен в расчетном программном комплексе ПК Lira. Сложное напряженно-деформированное состояние деревянного покрытия-настила пролетом 24,0 м отражено в виде мозаик усилий, напряжений и перемещений на рис. 2–5.

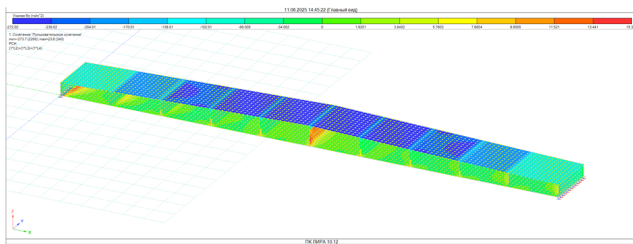


Рис. 2 Мозаика нормальных напряжений, N_y
Источник: выполнено Д.А. Чибриковым
Figure 2. Mosaic of normal stresses, N_y
Source: made by D.A. Chibrikov

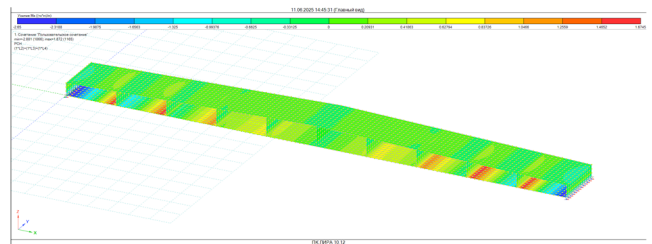


Рис. 3. Мозаика изгибающих моментов, M_x
Источник: выполнено Д.А. Чибриковым
Figure 3. Mosaic of bending moments, M_x
Source: made by D.A. Chibrikov

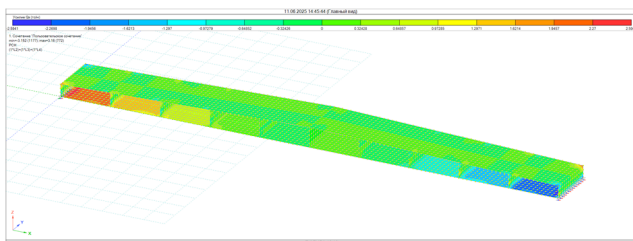


Рис. 4. Мозаика поперечных усилий, Q_x
Источник: выполнено Д.А. Чибриковым
Figure 4. Mosaic of transverse forces, Q_x
Source: made by D.A. Chibrikov

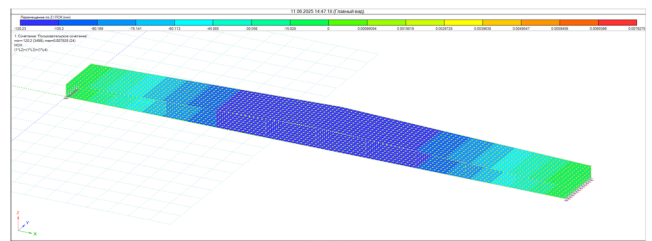


Рис. 5. Мозаика вертикальных перемещений, z
Источник: выполнено Д.А. Чибриковым
Figure 5. Mosaic of vertical movements, z
Source: made by D.A. Chibrikov

Анализируя полученные результаты, можно сделать вывод о хорошей сходимости численного расчета и инженерного метода расчета. Разница при расчете по 2-й группе предельных состояний перемещения составила 13 %.

4. Заключение

Представленные результаты исследования показали следующее:

- деревянное покрытие-настил представляет собой эффективное решение для промышленных зданий с пролетами 24 и 30 м;
- разработанное деревянное покрытие обеспечивает теплоизоляцию, что особенно важно для промышленных зданий, где требуется поддержание стабильной температуры внутри помещения;
- поперечные стенки создают дополнительные воздушные камеры, которые действуют как теплоизоляторы, уменьшая теплопотери через крышу. Это поможет сократить затраты на отопление зимой и охлаждение летом.

Следует отметить следующее:

1. Деревянное перекрытие просто в изготовлении. Шарнирное крепление панелей на подстропильные балки упрощает процесс сборки крыши, сокращая время и трудозатраты на установку. Использование стандартных размеров панелей ($2,4 \times 24$ м) позволяет оптимизировать производство и минимизировать отходы материалов.

2. Правильно обработанная древесина устойчива к влаге, гниению и насекомым-вредителям, что продлевает срок службы конструкции. При необходимости, в случае повреждения, отдельные элементы кровли можно легко заменить, не затрагивая всю систему покрытия.

Применение современных технологий и инженерных решений позволяет создать надежную и долговечную конструкцию, которая соответствует всем требованиям безопасности и функциональности. Предлагаемая конструкция применима не только для промышленных, но в подходящих случаях и для гражданских зданий.

Список литературы / References

1. Cucuzza R., Aloisio A., Rad M.M., Domaneschi M. Constructability-based design approach for steel structures: From truss beams to real-world inspired industrial buildings. *Automation in Construction*. 2024;166:105630. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2024.105630> EDN: OMRKJT
2. Gusevs J., Serdjuks D., Artebjakina G.I., Afanasjeva E.A., Goremikins V. Behaviour of load-carrying members of velodromes' long-span steel roof. *Magazine of Civil Engineering*. 2016;5(65):3–16. <https://doi.org/10.5862/MCE.65.1> EDN: XBDQXS
3. Shishov I.I., Lisyatnikov M.S., Roschina S.I., Lukina A.V. Covering a single-storey industrial building with wide box-shaped beams of stepwise-varying height. *Bulletin of South Ural state university. Series: Construction engineering and architecture*. 2021;21(1):22–29. (In Russ.) <https://doi.org/10.14529/build210103> EDN: PGWZAD
- Шишов И.И., Лисятников М.С., Рощина С.И., Лукина А.В. Покрытие одноэтажного промышленного здания широкими балками коробчатого поперечного сечения ступенчато переменной высоты // Вестник Южно-Уральского государственного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2021. Т. 21. № 1. С. 22–29. <https://doi.org/10.14529/build210103> EDN: PGWZAD
4. Dirrenberger J., Lapouge P., Azulayb R., Eversb P., Vroemenb T. Adaptive Spatial Lattice Manufacturing (ASLM): A novel approach to efficient lattice structure production. *Materials & Design*. 2025;249:113553. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2024.113553> EDN: HTUERZ
5. Pereira X., M., Borja Conde B., Riveiro B. BIM methodology for cost analysis, sustainability, and management of steel structures with reconfigurable joints for industrial structures. *Journal of Building Engineering*. 2023;77:107443. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.107443> EDN: DHYGGR
6. Turkovskiy S.B., Pogoreltsev A.A., Stoyanov V.O. Experience in the operation of large-span laminated timber structures with TSNIISK system nodes. *Structural mechanics and analysis of constructions*. 2022;6(305):61–68. (In Russ.) <https://doi.org/10.37538/0039-2383.2022.6.61.68> EDN: EEXUNC

Турковский С.Б., Погорельцев А.А., Стоянов В.О. Опыт эксплуатации большепролетных клееных деревянных конструкций с узлами системы ЦНИИСК // Строительная механика и расчет сооружений. 2022. № 6 (305). С. 61–68. <https://doi.org/10.37538/0039-2383.2022.6.61.68> EDN: EEXUNC

7. Lisyatnikov M.S., Roshchina S.I., Prusov E.S., Deev V.B. Enhancing the efficiency of using deformable aluminum alloys in composite constructions. *Non-ferrous Metals*. 2024;57(2):24–30. 10.17580/nfm.2024.02.04 EDN: VNBVFF

8. Aloisio A., Sejkot P., Pellicciari M., Ormarsson S., Vessby J., Fragiaco M. Instability of compressed members in timber trusses assembled with punched metal plates. *Engineering Structures*. 2025;329:119775. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2025.119775> EDN: UDSNKT

9. Nasir V., Ayanleye S., Kazemirad S., Sassani F., Adamopoulos S. Acoustic emission monitoring of wood materials and timber structures: A critical review. *Construction and Building Materials*. 2022;350:128877. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.128877> EDN: YGPYTM

10. Luo C., Yang J., Xin J., Fan Y., Zhou Y., Tang Q. Large-scale model test on the construction process of a stiff skeleton arch bridge with the span of 600 m. *Case Studies in Construction Materials*. 2024;21: e03783. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2024.e03783>

11. Shi D., Marano G.C., Demartino C. Modeling of glulam roof truss, parameter identification and updating based on parallel genetic algorithm. *Engineering Structures*. 2024;316:118520. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2024.118520> EDN: VFSJOP

12. Zheng Y., Zhou C. Lateral performance of circular wooden columns reinforced with high-performance bamboo-based composite. *Engineering Structures*. 2025;322:119062. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2024.119062> EDN: OSNGCN

13. Popov E.V., Sopilov V.V., Labudin B.V., Zemcovskii A.E., Tochilova E.S. Calculation of composite bending wooden elements by deformations considering the nonlinear work of shear bonds. *Structural mechanics and analysis of constructions*. 2022;4(303):36–42. (In Russ.) <https://doi.org/10.37538/0039-2383.2022.4.36.42> EDN: WSRUYO

Попов Е.В., Сопилов В.В., Лабудин Б.В., Земцовский А.Е., Точилова Е.С. Расчет составных изгибаемых деревянных элементов по деформациям с учетом нелинейной работы связей сдвига // Строительная механика и расчет сооружений. 2022. № 4 (303). С. 36–42. <https://doi.org/10.37538/0039-2383.2022.4.36.42> EDN: WSRUYO

14. Inzhutov I.S., Mezentshev V.V., Rozhkov A.F., Khovansky M.E. The calculation of wooden constructions taking into account the creep of wood on the example of a statically indeterminate lenticular blocked truss. *Herald of Daghestan state technical university. Technical sciences*. 2017;44(3):156–164. (In Russ.) <https://doi.org/10.21822/2073-6185-2017-44-3-156-164> EDN: ZWDGFN

Инжутов И.С., Мезенцев В.В., Рожков А.Ф., Хованский М.Е. Напряженно-деформированное состояние шпренгельной подкрановой балки // Вестник Дагестанского государственного технического университета. Технические науки. 2017. Т. 44. № 3. С. 156–164. <https://doi.org/10.21822/2073-6185-2017-44-3-156-164> EDN: ZWDGFN

15. Lisitsky I.I., Zhadanov V.I., Rudnev I.V. Wooden trusses with nodal joints on glued flat rods. *Industrial and civil engineering*. 2020;(4):9–15. (In Russ.) <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2020.04.09-15> EDN: FVYINC

Лисицкий И.И., Жаданов В.И., Руднев И.В. Деревянные фермы с узловыми соединениями на клеенных плоских стержнях // Промышленное и гражданское строительство. 2020. № 4. С. 9–15. <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2020.04.09-15> EDN: FVYINC

16. Mihajlov V.V., Roshchina S.I., Shokhin P.B. Experimental determination of creep up wood. *Scientific and technical Volga region bulletin*. 2011;(5):219–221. (In Russ.) EDN: OKGEIR

Михайлов В.В., Рощина С.И., Шохин П.Б. Экспериментальное определение меры ползучести древесины // Научно-технический вестник Поволжья. 2011. № 5. С. 219–221. EDN: OKGEIR

17. Fabbri A., Minghini F. Timber spatial trusses using laminated veneer lumber. *Journal of Building Engineering*. 2025;100:111696. <https://doi.org/10.1016/j.job.2024.111696> EDN: RILZMC

18. Mehra S., O’Ceallaigh C., Sotayo A., Guan Z., Harte A.M. Structural characterisation of laterally loaded glued and compressed wood dowel laminated timber portal frames produced using compressed wood connectors. *Construction and Building Materials*. 2024;457:139107. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.139107> EDN: VFZHHX

19. Johns D., Richman R. Dry-out behaviour of cross-laminated timber (CLT) edge conditions in roof assemblies: A field study. *Structures*. 2025;72:108210. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.108210>

20. Sergeev M.S., Lukina A.V., Gribanov A.S., Strekalnikov A.A. Development studies derivatising beams with symmetrical reinforcement. *Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov*. 2016;7:46–49. (In Russ.) EDN: WBVYTR

Сергеев М.С., Лукина А.В., Грибанов А.С., Стрекалов А.А. Развитие исследования деревокомпозитных балок с симметричным армированием // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2016. № 7. С. 46–49. EDN: WBVYTR

21. Kumar V., Ricco M. Lo, Bergman R.D., Nepal P., Poudyal N.C. Data and bills of materials for buildings designed for mass timber, structural steel, and reinforced concrete based on the 2021 international building code provisions. *Data in Brief*. 2024;55:110641. <https://doi.org/10.1016/J.DIB.2024.110641> EDN: OMRPKX

22. Repin V.A., Lukina A.V., Strekalkin A.A. Parameterization of Maxwell — Cremona diagram for determining forces in elements of a scissors truss // *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2024;20(2):97–108. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2024-20-2-97-108> EDN: KZTKLX
23. Kolesnikova T.N., Kuznetsov P.E. Analysis of the architecture of modern multifunctional cultural and entertainment complexes and their development trends. *Vestnik MGSU [Monthly Journal on Construction and Architecture]*. 2023;18(3):346–357. (In Russ.) <http://doi.org/10.22227/1997-0935.2023.3.346-357> EDN: MURSIM
- Колесникова Т.Н., Кузнецов П.Э. Анализ архитектуры современных многофункциональных культурно-зрелищных комплексов и тенденции их развития // Вестник МГСУ. 2023. Т. 18. № 3. С. 346–357. <http://doi.org/10.22227/1997-0935.2023.3.346-357> EDN: MURSIM
24. Onegin V.I., Chubinsky A.N. Russian wood processing industry: problems and prospects of development. *Proceedings of the St. Petersburg Forestry Academy*. 2002;(168):10–15. (In Russ.) EDN: HYWHTF
- Онегин В.И., Чубинский А.Н. Деревообрабатывающая промышленность России: проблемы и перспективы развития // Известия Санкт-Петербургской лесотехнической академии. 2002. № 168. С. 10–15. EDN: HYWHTF
25. Lukin M.V., Chibrikin D.A., Roshchina S.I. Numerical studies of modified composite beams taking into account the physical nonlinearity of wood. *News of higher educational institutions. Construction*. 2023;5(773):5–19. (In Russ.) <http://doi.org/10.32683/0536-1052-2023-773-5-5-19> EDN: OWKAIK
- Лукин М.В., Чибрикин Д.А., Рощина С.И. Численные исследования модифицированных композитных балок с учетом физической нелинейности древесины // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2023. № 5 (773). С. 5–19. <http://doi.org/10.32683/0536-1052-2023-773-5-5-19> EDN: OWKAIK
26. Lukin M.V., Roshchina S.I., Lukina A.V., Rimshin V.I. Computer modeling of energy-efficient joints of wood composite panels. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2024;20(1):68–80. <http://doi.org/10.22337/2587-9618-2024-20-1-68-80> EDN: LSRINA

СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СООРУЖЕНИЙ SEISMIC RESISTENCE

DOI: 10.22363/1815-5235-2025-21-3-254-269

EDN: TSTKPI

Research article / Научная статья

Behavior of Underground Shell Structure under Seismic Impact from Explosion

Bakhodir S. Rakhmonov¹, **Ismail I. Safarov²**, **Armen Z. Ter-Martirosyan³**,
Ilizar T. Mirsayapov⁴, **Vladimir T. Erofeev³**✉

¹ Urgench State University, *Urgench, Uzbekistan*

² Tashkent Institute of Chemical Technology, *Tashkent, Uzbekistan*

³ Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), *Moscow, Russian Federation*

⁴ Kazan State University of Architecture and Civil Engineering, *Kazan, Russian Federation*

✉ erofeevt@bk.ru

Received: March 2, 2025.

Revised: May 22, 2022.

Accepted: May 30, 2025.

Abstract. The study presents the results of in-situ experimental investigations on the propagation of explosive seismic waves in the ground environment and the behavior of a seismically stressed underground structure in the form of a cylindrical thin-walled shell interacting with the ground during seismic impact from underground instantaneous explosions. It was taken into account that the seismic impact of an underground explosion on an underground structure depends on many factors, especially on the physical and mechanical properties of the soil of the experimental site. The composition of the soil was obtained by drilling holes for explosives from an excavated trench for installing samples of underground structures. Ground vibrations during the explosions were recorded at two points: at the main (*N1*) observation point and at the control (*N2*). Steel samples have been selected as the objects for studying the stress-strain state of underground structures in the form of cylindrical thin-walled shells of a closed section. The kinematic parameters of ground vibration were measured using seismic detectors and an oscilloscope. Ground displacements in three mutually perpendicular directions, which do not follow a linear law, are studied. Mathematical expressions have been selected to describe each of the components of the displacement vector. It is established that the longitudinal component in the equivalent state has a smoother decreasing character. Under the impact of underground explosions, the underground structure vibrates in space in a vertical plane and in two horizontal planes, with an increase in the equivalent distance, the range of vibrations is wider than the others, and the time of action of the waves on the structure increases. The values of logarithmic decrements for each component of the displacement vector of the structure are determined.

Bakhodir S. Rakhmonov, Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of Construction, Urgench State University, 14 Kh. Alimdjian St, Urgench, 220100, Uzbekistan; ORCID: 0000-0001-6285-2063; e-mail: rah-bahodir@yandex.com

Ismail I. Safarov, Doctor of Physical and Mathematical Sciences, Professor of the Department Higher Mathematics, Tashkent Institute of Chemical Technology, 32 Alisher Navoi St, Tashkent, Uzbekistan; ORCID: 0000-0003-0983-8451; e-mail: safarov54@mail.ru

Armen Z. Ter-Martirosyan, Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vice Rector, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 9467-5034, ORCID: 0000-0001-8787-826X; e-mail: gic-mgsu@mail.ru

Ilizar T. Mirsayapov, Corresponding Member of RAASN, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Foundations, Structural Dynamics and Engineering Geology, Kazan State University of Architecture and Civil Engineering, 1 Zelenaya St, Kazan, Tatarstan, 420043, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 1454-1154, ORCID: 0000-0002-6193-0928; e-mail: mirsayapov1@mail.ru

Vladimir T. Erofeev, Doctor of Technical Sciences, Academician of RAASN, Professor of the Department of Construction Materials Science, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), 26 Yaroslavskoye shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 4425-5045, ORCID: 0000-0001-8407-8144; e-mail: erofeevt@bk.ru

© Rakhmonov B.S., Safarov I.I., Ter-Martirosyan A.Z., Mirsayapov I.T., Erofeev V.T., 2025

This work is licensed under a Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License
https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode

Keywords: underground explosions, field tests, ground environment, explosive seismic waves, underground structures, cylindrical shells, hoop stresses

Conflicts of interest. The authors declare that there is no conflict of interest.

Authors' contribution: Rakhmonov B.S., Safarov I.I. — development of theoretical issues; Rakhmonov B.S., Mirsayapov I.T. — visualization, writing the text; Erofeev V.T., Ter-Martirosyan A.Z. — experimental support

Funding. The study was performed with the support of the Ministry of Science and Higher Education of Russian Federation as a part of project No. FSWG-2023-0004

For citation: Rakhmonov B.S., Safarov I.I., Ter-Martirosyan A.Z., Mirsayapov I.T., Erofeev V.T. Behavior of underground shell structure under seismic impact from explosion. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2025;21(3):254–269. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2025-21-3-254-269>

Поведение подземного оболочечного сооружения при сейсмовзрывном воздействии

Б.С. Рахмонов¹, И.И. Сафаров², А.З. Тер-Мартirosян³, И.Т. Мирсаяпов⁴, В.Т. Ерофеев³

¹ Ургенчский государственный университет, Ургенч, Узбекистан

² Ташкентский химико-технологический институт, Ташкент, Узбекистан

³ Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация

⁴ Казанский государственный архитектурно-строительный университет, Казань, Российская Федерация

✉ erofeevvt@bk.ru

Поступила в редакцию: 2 марта 2025 г.

Доработана: 22 мая 2025 г.

Принята к публикации: 30 мая 2025

Аннотация. Приведены результаты натурных экспериментальных исследований по изучению картины распространения сейсмовзрывных волн в грунтовой среде и поведения сейсмонапряженного подземного сооружения, типа цилиндрической тонкостенной оболочки, взаимодействующей с грунтом при сейсмических воздействиях подземных мгновенных взрывов. Было учтено, что сейсмический эффект действия подземного взрыва на подземное сооружение зависит от многих факторов, особенно от физико-механических свойств грунта экспериментальной площадки. Состав грунта был получен при бурении шурфов для взрыва на выброс из вырытой траншеи для укладки образцов подземных сооружений. Колебания грунта при взрывах фиксировались в двух пунктах: на основном (N1) пункте наблюдения и на контрольном (N2). Объектом изучения напряженно-деформированного состояния подземных сооружений типа цилиндрических тонкостенных оболочек замкнутого профиля выбраны образцы из стали. Измерение кинематических параметров колебания грунта производилось с помощью сейсмоприемников и осциллографа. Изучены перемещения грунта в трех взаимно перпендикулярных направлениях, происходящие не по линейному закону. Подобраны математические выражения для описания каждой из составляющих вектора смещения. Установлено, что продольная составляющая по приведенному состоянию имеет более плавный убывающий характер. При действии подземных взрывов подземное сооружение совершает колебательное движение в пространстве в вертикальной плоскости и в двух горизонтальных плоскостях, с увеличением приведенного расстояния диапазон колебаний шире, чем остальных, время действия волн на сооружение увеличивается. Определены величины логарифмических декрементов затухания для каждой составляющей вектора смещения сооружения.

Ключевые слова: подземные взрывы, натурные испытания, грунтовая среда, сейсмовзрывные волны, подземные сооружения, цилиндрические оболочки, кольцевые напряжения

Заявление о конфликте интересов. Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Рахмонов Баходир Собирович, доктор технических наук, профессор кафедры строительства, Ургенчский государственный университет, Узбекистан, 220100, г. Ургенч, ул. Х. Олимжона, д. 14; ORCID: 0000-0001-6285-2063; e-mail: rah-bahodir@yandex.com

Сафаров Исмаил Ибрагимович, доктор физико-математических наук, профессор кафедры высшей математики, Ташкентский химико-технологический институт, Узбекистан, 100011, г. Ташкент, ул. Алишера Навои, д. 32; ORCID: 0000-0003-0983-8451; e-mail: safarov54@mail.ru

Тер-Мартirosян Армен Заверович, доктор технических наук, профессор кафедры механики грунтов и геотехники, проректор, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Российская Федерация, 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 9467-5034, ORCID: 0000-0001-8787-826X; e-mail: gic-mgsu@mail.ru

Мирсаяпов Илизар Талгатович, член-корреспондент РААСН, доктор технических наук, заведующий кафедрой оснований, фундаментов, динамики сооружений и инженерной геологии, Казанский государственный архитектурно-строительный университет, Российская Федерация, 420043, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1; eLIBRARY SPIN-код: 1454-1154, ORCID: 0000-0002-6193-0928; e-mail: mirsayapov1@mail.ru

Ерофеев Владимир Трофимович, академик РААСН, доктор технических наук, профессор кафедры строительного материаловедения, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Российская Федерация, 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 4425-5045, ORCID: 0000-0001-8407-8144; e-mail: erofeevvt@bk.ru

Вклад авторов: Рахмонов Б.С., Сафаров И.И. — разработка теоретических вопросов; Рахмонов Б.С., Мирсаяпов И.Т. — визуализация, написание текста; Ерофеев В.Т., Тер-Мартirosян А.З. — экспериментальное сопровождение.

Финансирование. Исследование выполнено при поддержке Министерства науки и высшего образования РФ в рамках реализации проекта № FSWG-2023-0004.

Для цитирования: Rakhmonov B.S., Safarov I.I., Ter-Martirosyan A.Z., Mirsayapov I.T., Erofeev V.T. Behavior of underground shell structure under seismic impact from explosion // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2025. Т. 21. № 3. С. 254–269. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2025-21-3-254-269>

1. Introduction

Explosive seismic impacts, depending on the degree of exploration of seismotectonic or man-induced explosive processes and ground conditions of the site, can be determined by any of the methods or by several methods simultaneously: normative, empirical, semi-empirical and analytical. The most probable values of seismic impact parameters and an estimate of their uncertainty should be obtained.

The basis for analytical and experimental evaluation of dynamic properties of soils under such impact are the results of field and laboratory tests of soils. Experimental studies are effectively performed by observing the behavior of a model of the structure or the structure itself in-situ. Extensive measurements of vibration parameters of structures during seismic impact from underground explosions, which most fully reflect natural tectonic earthquakes, can be considered the most perfect experimental method of studying the behavior of the structures. The energy-based evaluation of the process of joint vibration of the underground structure and the environment under explosive seismic waves is of great importance.

The issue of energy-based evaluation of ground behavior during the propagation of seismic and explosive seismic waves was investigated in [1–5].

Deformation characteristics of soils under cyclic loading depend significantly on the level of average stress, porosity and strain amplitude. Dynamic effects of this nature occur during earthquakes. The main parameters used in engineering dynamic analysis of soil base stability at present are the dynamic shear modulus G and damping ratio D .

Damping ratio (or loss, decay ratio) D characterizes the property of materials to absorb dynamic effects.

Russian [6–10] and international scientific literature [11–14] provide systematized results of tests of cohesive and noncohesive soils for measuring the shear modulus and damping ratio under cyclic (low- and high-frequency) loading.

In order to model the conditions of soil under seismic impact, the expected seismic load is calculated before cyclic loading. The methodology for determining its value proposed in [6; 15] is used.

In accordance with this methodology, which has already become conventional, the seismic load is characterized by the value of cyclic shear stress ratio (CSR) for an earthquake of a given frequency:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_v}, \quad (1)$$

where τ_{av} is the average expected cyclic shear stress at the specified magnitude; σ_v is the vertical overburden stress.

Before the earthquake, the soil element located under the horizontal surface is subjected to consolidation for a long time in state K_0 (K_0 is the ratio of the horizontal and vertical stresses under consolidation in natural conditions). During an earthquake, a series of successive cyclic shear stresses act on this soil element under undrained conditions (Figure 1). These stresses are applied in the absence of lateral deformation, because the flat earth surface is assumed to extend infinitely in the horizontal direction.

The determination of τ_d is based on the idea that seismic shear stresses at a particular point in the soil body arise due to the propagation of mainly transverse waves. Using the technique of its evaluation proposed in [6; 15; 16], the procedure of determining τ_d reduces to the following:

a) assuming that the soil column under the selected elementary volume at depth h vibrates as a completely rigid body, the maximum shear stress is represented as

$$(\tau_{\max})_i = \frac{\gamma h}{g} \cdot a_{\max}, \quad (2)$$

where $a_{\max}$ is the maximum acceleration on the ground surface; γ is the soil density;

b) the considered soil column actually behaves as a deformable body, so the real shear stress at depth h , $(\tau_{\max})_d$, is lower, and this difference increases with depth:

$$(\tau_{\max})_d = r_d (\tau_{\max})_i, \quad (3)$$

where $r_d \leq 1$ is the coefficient of stress reduction with depth, adopted according to [6; 15; 16].

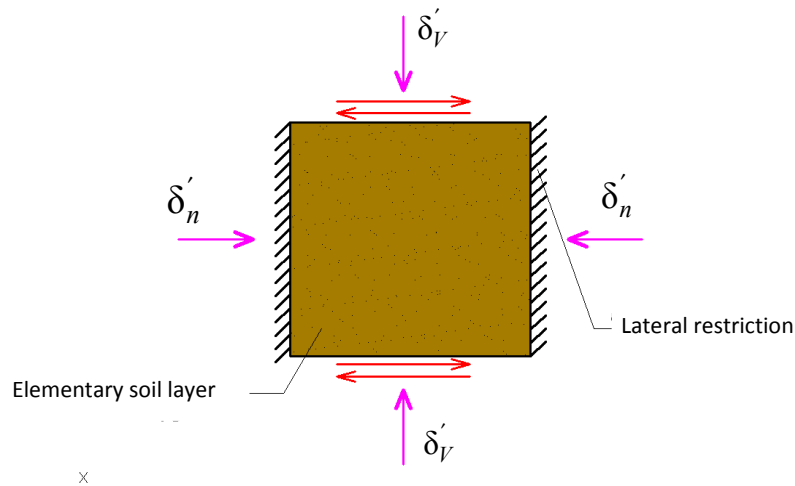


Figure 1. Stress state of soil in field conditions during an earthquake

Source: made by B.S. Rakhmonov, I.T. Mirsayapov

Based on the above, for the depth interval up to 30 m, the maximum dynamic shear stress is assumed to be equal to:

$$(\tau_{\max})_d = \frac{\gamma h}{g} \cdot a_{\max} \cdot r_d, \quad (4)$$

The real dynamic loading of the ground during an earthquake is random in nature (Figure 2), and in practical calculations is reduced to a force-equivalent periodic (usually sinusoidal) law.

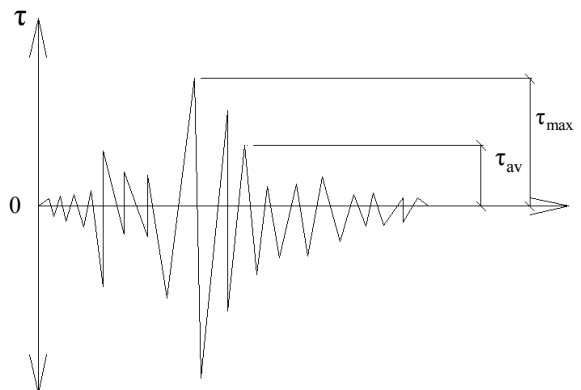


Figure 2. Irregular pattern of shear stress changes during an earthquake

Source: made by B.S. Rakhmonov, I.T. Mirsayapov

The change of shear stress in time caused by the vertical propagation of seismic shear waves through a soil body with a flat surface will be non-periodic and multidirectional when considered in the horizontal plane. In order to quantify the liquefaction characteristics of water-saturated sand layers under complex loading conditions, several correction factors are usually introduced for the cyclic strength obtained under periodic cyclic loading (C_2 and C_5) [15; 16]. Coefficient C_2 takes into account the influence of non-periodic load, which acts in one direction only, coefficient C_5 — the influence of multi-directionality of seismic loading. The product $C_2 \cdot C_5$ reflects the joint influence of non-periodicity and multi-directionality of the loading. Using these coefficients, the relative maximum shear stress $\tau_{\max, I} / \sigma_0'$, causing a particular shear strain under multidirected non-periodic loading, in terms of the relative cyclic stress (τ_{de} / σ_0'), causing the same strain for the same number of cycles of periodic unidirectional loading, can be expressed as

$$\frac{\tau_{\max, I}}{\sigma_0'} = C_2 C_5 \left(\frac{\tau_{de}}{\sigma_0'} \right) / \sigma_0, \quad (5)$$

where τ_{de} is the amplitude of the periodic cyclic shear stress, causing a particular shear strain; $\tau_{\max, I}$ is the peak value of the non-periodic shear stress under seismic loading, causing the same strain.

Shear stress amplitude τ_{de} under periodic load in equation (5) corresponds to half of the full amplitude of axial stress σ_{de} , which causes liquefaction under triaxial test. Therefore, using the relation $\sigma_0' = \frac{1+2K}{3} \sigma_v' = C_1 \sigma_v'$, formula (5) can be expressed as

$$\frac{\tau_{\max, I}}{\sigma_v'} = C_1 C_2 C_5 \left(\frac{\tau_{de}}{2\sigma_0'} \right). \quad (6)$$

On the other hand, the relative cyclic stress, defined as the amplitude of periodic shear stress τ_{de} , divided by the effective vertical stress (τ_{de} / σ_v') is related to $\tau_{\max, I} / \sigma_v'$ as

$$\frac{\tau_{\max, I}}{\sigma_v'} = C_2 C_5 \left(\frac{\tau_{de}}{\sigma_v'} \right). \quad (7)$$

Generalized results of numerous tests on non-periodic loading [6; 15] show that the value of coefficient $C_2 C_5$ for sandy soils with relative density J_d less than 0.7 is approximately 1.55. Therefore, if taking $K_0 = 1$, and coefficient C_1 , according to

$$\sigma_0' = \frac{1+2K}{3} \sigma_v' = C_1 \sigma_v'$$

is equal to 1, by substituting these values into (6) and (7), the following is obtained:

$$\frac{\tau_{\max, I}}{\sigma_v'} = \left(\frac{\sigma_{de}}{2\sigma_0'} \right) = \frac{1}{0.65} \left(\frac{\tau_{de}}{\sigma_v'} \right). \quad (8)$$

This equation establishes relationships between the cyclic strength values, determined using different methods for the cyclic shear stress amplitudes, at which liquefaction begins. They are also valid for the determination of any amplitude of cyclic shear stress regardless of whether its value is sufficient for the liquefaction process. Therefore, equation (8) can be written in a more general form

$$\frac{\tau_{\max, i}}{\sigma_v'} = \left(\frac{\sigma_d}{2\sigma_0'} \right) = \frac{1}{0.65} \left(\frac{\tau_d}{\sigma_v'} \right). \quad (9)$$

Thus, in practical calculations for evaluating the liquefaction potential of clayey and sandy soils with different degrees of water saturation, the average values of shear stresses caused by an earthquake at depth h are determined from the expression

$$\tau_{av} = \left(0.65 \frac{\gamma h}{g} \right) a_{\max} r_d. \quad (10)$$

The value of $a_{\max}$ is selected according to the peak horizontal accelerations on the earthquake accelerogram.

Peak vertical accelerations in a scenario earthquake are much smaller than the horizontal components and may not be taken into account in the evaluation of soil liquefaction.

The number of loading cycles (N) in a laboratory experiment modeling seismic effects depends on the duration of the earthquake and, therefore, on the magnitude of the earthquake and is presented in [6; 15–17]. The calculation described above gives the maximum value of the expected cyclic shear stress due to earthquake (τ_{av}), which corresponds to half of the axial dynamic load in triaxial dynamic tests.

2. Purpose and Objective

The purpose of the study is to conduct a full-scale experimental investigation to analyze the propagation pattern of explosive seismic waves in the ground medium and the behavior of a seismically stressed underground structure in the form of a cylindrical thin-walled shell, interacting with the ground under the seismic impact from instantaneous underground explosions.

The objective of the study:

1. Determine the ground stress in three mutually perpendicular directions from the explosion point;
2. Obtain experimental data of seismic vibrations of the underground structure;
3. Determine the values of logarithmic decrements for each component of the displacement vector of the structure;
4. Establish empirical formulas for the relationship between the displacement of the underground structure and the charge weight for the excavation explosion (EE) and the epicentral distance in three mutually perpendicular directions for each displacement component;
5. Determine the maximum values of longitudinal and hoop stresses in the underground cylindrical structures.

3. Materials and Methods

It is commonly known that the seismic impact of an underground explosion on an underground structure depends on many factors, especially on the physical and mechanical properties of the soil of the experimental site, both at the explosion point and in places where the underground structure is installed. For the study, the experimental site was equipped on a relatively flat terrain, one side of which bordered with low hills. The composition of the soil was studied using samples obtained by drilling holes for EE from excavated trenches for installing samples of underground structures. The soil conditions of the experimental site are characterized as silty, of hard consistency, with rare cement-colored calcareous inclusions. The content of fine-grained fraction in the soil body is: fine sand — 27%, silty particles — 53%, clay — 20%. The maximum soil moisture retention capacity depending on depth varies within 17–22 %, the highest value of plasticity is 15–18, specific gravity varies within 1.72 — 2.05 T/m³.

Ground vibrations due to explosions were recorded at two points:

- at the main (N1) observation point: displacements of ground particles in three mutually perpendicular directions (u_0 , v_0 , w_0), velocity and acceleration of ground motion in longitudinal directions ($\dot{u}_0$, $\ddot{u}_0$);
- at the control (N2) observation point, which is located at a distance of 100 m from the main observation point towards the explosion points, the same parameters of ground vibrations were recorded as at the main point, but only in radial directions.

The object of study of the stress-strain state of underground structures in the form of cylindrical thin-walled shells of closed section are small-thickness steel specimens with the following geometric dimensions:

- type 1 — $D_H = 720$ mm, $L = 6.0$; $\delta = 8$ mm;
- type 2 — $D_H = 920$ mm, $\delta = 8$ mm, $L = 6.0$;
- type 3 — $D_H = 1050$ mm, $\delta = 12$ mm, $L = 6.0$.

These specimens were placed at a depth of 5.0 m from the daylight ground surface. Seismometers were installed in three sections of the structures to measure ground displacement, velocity and acceleration.

To determine the interaction parameters, in addition to the kinematic parameters of vibration of the structure, the incident loads on the structure in three mutually perpendicular directions were measured simultaneously. In this case, membrane-type sensors were used, installed in 7 points, which were appropriately calibrated before the experiments.

The kinematic parameters of ground vibrations were measured using seismometers and oscilloscopes. Seismometers of the following types were used: VEGIK, S-5-S, OSP-2M, SM-3 and galvanometers of types GB-III-B-5, GB-III-B-10 and GB-IV-V-3, installed in six H-700(H-041) loop oscilloscopes.

To measure the soil pressure on the structures, sensors with membrane thickness of $(1-4)10^{-3}$ m, radius of $22 \cdot 10^{-3}$ m and “FPKA-20” strain-gauge elements, which recorded axial (ε_{ix}) and hoop (ε_{iy}) strains, were used. And in the system of sensors measuring the incident load on the structures, galvanometers of type M1005 (Figure 4) were used.

Signals from the strain gauges and pressure sensors were recorded by four H-117/1(H-115) oscilloscopes using M1005 and M017 type galvanometers.

The oscilloscopes were initiated with the help of special triggering devices providing simultaneous start of all oscilloscopes and the explosion, as well as automatic stop after the decay of the vibration process. This allowed to determine the propagation velocity of explosive seismic waves.

In the explosions, grammonite 79/21 was used as the charge, which in all cases was initiated by a detonating cord and an instantaneous electric detonator. Explosions were performed through the oscilloscopes by breaking the loop, which was wrapped around the detonator. Explosions with the EE charge weight of 420–7000 kg were made. The explosions were carried out approaching the specimens under study.

Since the conducted explosions differed significantly in weight, and the recorded ground and structure vibrations are associated with different distances from the explosion point, parameter R_{eq} (equivalent distance) was used for comparing observations with each other:

$$R_{eq} = R/\sqrt[3]{C} \text{ [m*kg}^{-1/3}\text{]}, \quad (11)$$

where R is the epicentral distance (m); C is the EE charge weight (kg).

4. Results and Discussion

The results of experiments for studying the ground displacement in three mutually perpendicular directions, depending on the equivalent distance, are shown in the form of a graph in Figure 3.

It can be seen from the figure that the components of the displacement vector are comparable with each other, moreover, the change of these parameters does not follow a linear law. From the curves of the displacement components, it can be observed that the longitudinal component curve has a smoother decreasing character with the increase in equivalent distance than the other ones.

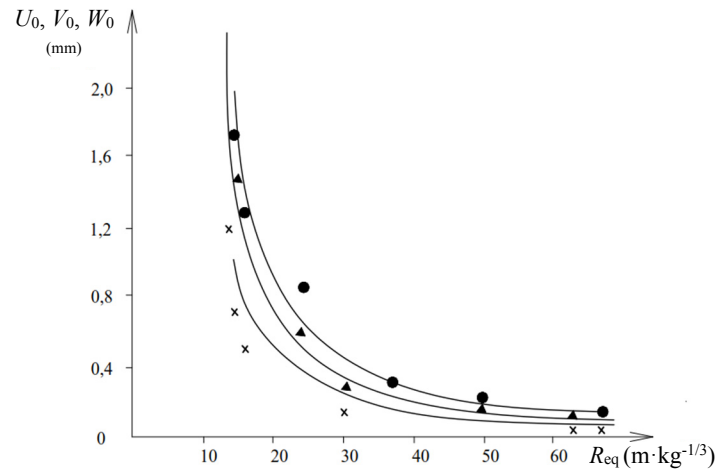


Figure 3. Relationship between the absolute maximum ground displacements in three mutually perpendicular directions and the equivalent distance: Δ — vertical displacement; $\bullet$ — longitudinal displacement; X — transverse displacement
Source: made by B.S. Rakhmonov, I.T. Mirsayapov

Each component of the ground displacement vector was approximated. Despite some scatter of experimentally obtained points, it can be stated that the experiments with different equivalent distances are sufficiently described by the following relationships [18]:

- for the longitudinal component:

$$A_{\text{lon}} = 6.21e^{-0.0976 R_{\text{eq}}} \quad \text{or} \quad A_{\text{lon}} = 101.1 \left(\frac{\sqrt[3]{C}}{R} \right)^{1.57}, \quad (12)$$

- for the transverse component:

$$A_{\text{tr}} = 2.37e^{-0.062 R_{\text{eq}}} \quad \text{or} \quad A_{\text{tr}} = 5.43 \left(\frac{\sqrt[3]{C}}{R} \right)^{0.72}, \quad (13)$$

- for the vertical component:

$$A_{\text{vert}} = 2.62e^{-0.058 R_{\text{eq}}} \quad \text{or} \quad A_{\text{vert}} = 216.4 \left(\frac{\sqrt[3]{C}}{R} \right)^{1.84}. \quad (14)$$

Below, some experimentally obtained records of seismic vibrations of the underground structure, as well as its absolute displacements, are presented. The records of seismic vibrations of the underground structure in three mutually perpendicular directions in the form of oscillograms are shown in Figure 4.

Figure 4 shows the vibrations of the underground structure in different directions. As a result of underground explosions, the underground structure vibrates in space in the vertical plane and in two horizontal planes. It should be noted that the natural vibrations of the underground structure here do not have an obvious form.

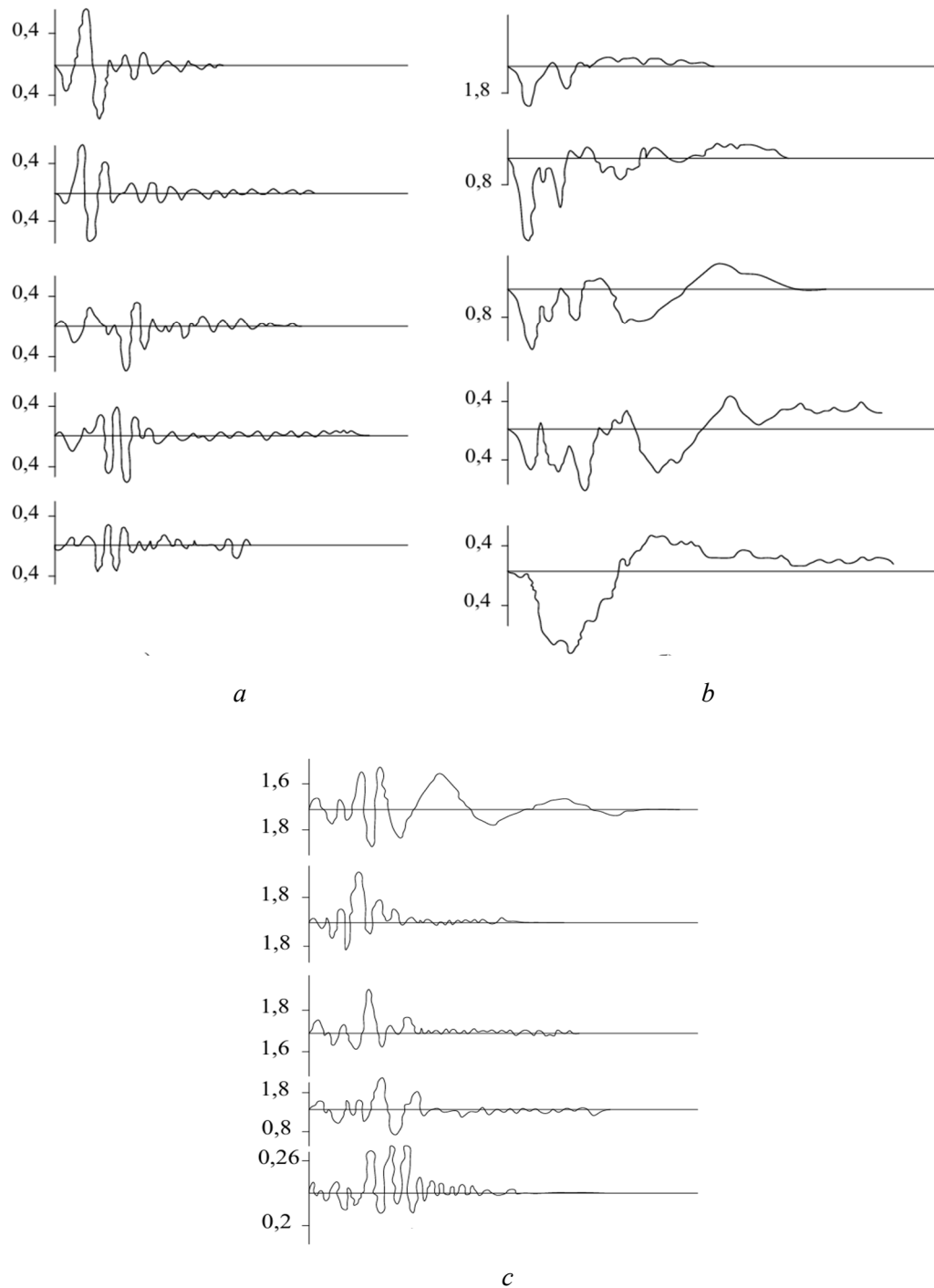


Figure 4. Records of vibrations of the underground structure:
a — in the longitudinal direction; *b* — in the transverse direction; *c* — in the vertical direction
 Source: made by B.S. Rakhmonov, I.T. Mirsayapov

Some asynchrony is observed in the motion of the structure. The asynchrony in motion, apparently, indicates that some total motion was recorded in the experiments. By parallel consideration of the records of wave patterns obtained for large equivalent distances, similarities were observed between all records. It is can be easily seen that in the record regions with maximum amplitudes, the peak corresponding to the maximum moves towards the end of the record as the equivalent distance increases. Therefore, they are

carried over by waves having a relatively low propagation velocity. Hence, it can be said that with the increase of the equivalent distance, the vibration range is wider than for others, the time of impact of the waves on the structure increases.

It can be seen from the figure that the vibration pattern of the underground structure is not quite a correct increasingly-decaying sinusoid, without any impulsive superimpositions. The peak corresponding to the maximum at small equivalent distances is observed at the beginning of the motion, i.e., the vibration of the structure begins with a very sharp entry of large amplitude. The similarity of the pattern between the longitudinal and vertical components is that both oscillograms do not start with a sharp entry of maximum amplitude. The special aspect of the structure vibration in the transverse direction is that it starts with a sharply pronounced peak, which corresponds in value to the maximum. On the basis of the structure vibration records, the values of decrements for each component of the displacement vector of the structure were determined. The average value of the decrement for the longitudinal component is $\lambda_{\text{lon}} = 0.54$; for the transverse — $\lambda_{\text{tr}} = 0.68$; and, finally, for the vertical component — $\lambda_{\text{vert}} = 0.79$.

By paying attention to the average values of the decrements for each component and comparing them with each other, the following inequality can be established: $\lambda_{\text{lon}} < \lambda_{\text{tr}} < \lambda_{\text{vert}}$, i.e., the average value of the decrement of the vertical component is larger than the others. If vibration decay in the horizontal direction (along the $O-X$ axis) is mainly due to the compliance of the ground or, in other words, in this direction, damping occurs due to the interaction or overcoming the cohesion energy of contact between the body of the structure and the ground, then for the vertical component the structure vibration decay is associated with the dissipation of energy as a result of significant strains of the ground [19].

From the comparison of experimental data shown in Figures 3 and 5, it follows that the maximum values of longitudinal and transverse horizontal displacements of the structure are smaller than those of the ground medium.

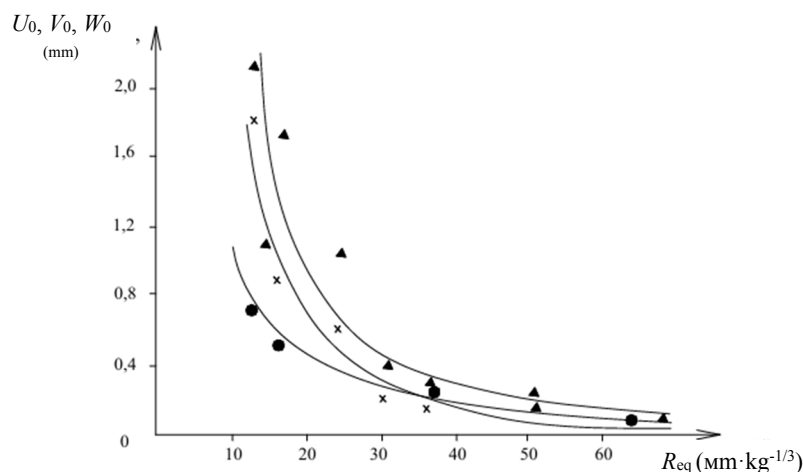


Figure 5. Relationship between the absolute maximum displacements of the underground structure in three mutually perpendicular directions and the equivalent distance: Δ — vertical displacement; $\bullet$ — longitudinal displacement; $\times$ — transverse displacement

Source: made by B.S. Rakhmonov, I.T. Mirsayapov

The curves of the relationship between the absolute displacement of the structure in three mutually perpendicular directions and the equivalent distance were approximated (Figure 6).

Empirical formulas for the relationship between the displacement of the underground structure and the weight of the EE charge and the epicentral distance in three mutually perpendicular directions for each displacement component were derived:

- for the longitudinal displacement:

$$U = 9.29 \left(\sqrt[3]{C} / R \right)^{-0.988} \quad \text{or} \quad U = 2.16 e^{-0.069 R_{eq}};$$

- for the vertical displacement:

$$W = 141 \left(\sqrt[3]{C} / R \right)^{-1.67} \quad \text{or} \quad W = 4.11 e^{-0.067 R_{eq}}, \quad (15)$$

- for the transverse displacement:

$$V = 700 \left(\sqrt[3]{C} / R \right)^{-2.44} \quad \text{or} \quad V = 7.8 e^{-0.13 R_{eq}}. \quad (16)$$

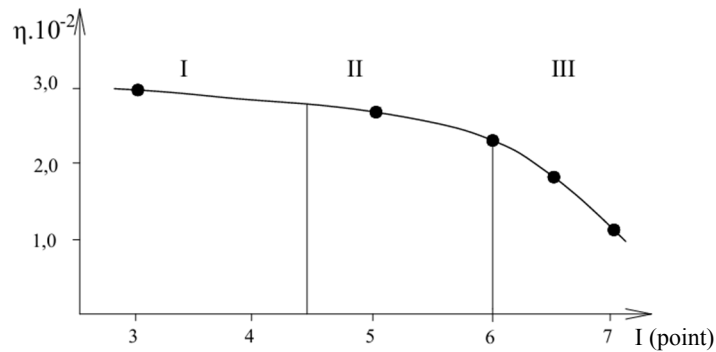


Figure 6. Relationship between the η coefficient and the intensity of explosive seismic vibrations of the ground environment; I, II and III — regions
Source: made by B.S. Rakhmonov, I.T. Mirsayapov

The analysis of the experimental results allowed to obtain the relationship between the displacement of the underground structure and the weight of the EE charge and the epicentral distance to the explosion points in the following form:

$$A = C^{0.392} e^{-0.012 R}.$$

In seismic vibrations caused by underground explosions, the stress-strain state of the underground structure is determined by the amount of energy received by the structure. Therefore, in this study, special attention was paid to the kinetic energy imparted by the explosive seismic wave to the structure. To estimate the ratio between the energy propagating in the ground and the energy received by the underground structure during their interaction, the following expression is used:

$$\eta = E_{k.struct} / E_{gr}, \quad (17)$$

where $E_{k.struct}$ is the kinetic energy received by the structure; E_{gr} is the energy propagating over the cross-sectional area of the underground structure. This expression can be written in the following form:

$$\eta = \rho_c \pi (R^2 - r^2) L v^2 / 0.35 S \rho_c p \sum v^2 T_i. \quad (18)$$

The curve of the relationship between η and the intensity of explosive seismic vibration, obtained on the basis of experimental results and calculated using formula (18) is shown in Figure 6.

It can be seen in the figure that with increasing intensity, ratio η decreases slightly. With increasing intensity of vibration due to underground explosions, the total amount of kinetic energy received by the underground structure increases, and the ratio (η) decreases.

Three regions can be distinguished in the general qualitative characteristic of the relationship between contact forces of the structure with the soil and their relative displacement, according to the experimental diagrams of the test results. The first one corresponds to the stage of loading the structure, when the relationship between the forces and relative displacement of the structure is linear. In this case, the soil is being compacted, and elastic and viscous properties of the body, but not plastic ones, are revealed.

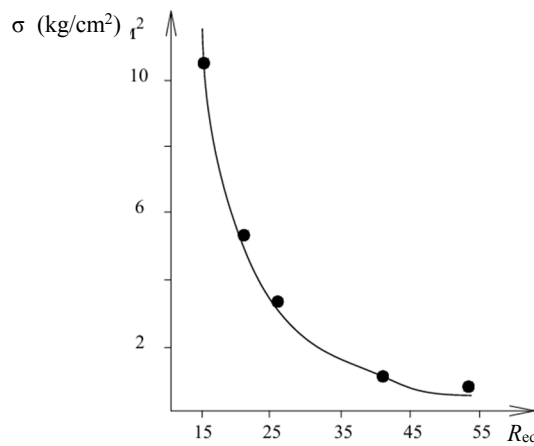


Figure 7. Relationship between radial stresses at the explosive wave front and the equivalent distance

Source: made by B.S. Rakhmonov, I.T. Mirsayapov

At the second stage, the proportionality between the interaction forces and the displacement of the structure is violated and the elastic character of the interaction is lost. With the increase of the external load it is possible to observe sliding of the underground structure relative to the ground in the third region [1; 20]. By revisiting the graph in Figure 5, it can be concluded that with increasing intensity (external load), the share of energy transferred from the ground to the structure decreases.

The curve of the relationship between the ground stress and the equivalent distance is presented in Figure 7.

It can be seen from the figure that the change in the stress with distance has a non-linear character.

As a result of approximation of the experimental data, the formula for determining the stress in the ground is obtained in the following form:

$$\sigma(R_0) = B R_0^{-\eta}, \quad (19)$$

where $R_0 = R/0.054 \sqrt[3]{C}$ is the equivalent distance, m; C is the EE charge weight, kg; B is a dimensionless coefficient, $B = 10^4$; η is the degree of ground stress decay; $\eta = 2.5$; $15 \leq R_0 \leq 55$.

To estimate the maximum values of longitudinal bending and hoop stresses in the underground cylindrical structure, where, using the obtained experimental results, similar to works [20; 21], the following empirical expressions are proposed:

$$\sigma_x = k_1 \left(\sqrt{C}/R \right) \cdot 1/4 \cdot \sqrt[3]{ED^5_H (\kappa_z L / J)^2}; \quad (20)$$

$$\sigma_y = k_1 \left(\sqrt{C}/R \right) \cdot 4.25 \cdot (Eh / D_c^2), \quad (21)$$

where E is the modulus of elasticity of the material of the structure (kg/cm^2); D_H , D_b are the external and internal diameters of the cylindrical structure (cm), $D_c = 1/2 \cdot (D_H + D_b)$; k_z is the transverse interaction coefficient (kg/cm^3); L is the length of the cylindrical structure (cm); J is the moment of inertia of the cylindrical structure (cm^4); h is the structure wall thickness (cm); k_1 is the coefficient, which depends on the properties of soil.

To estimate the maximum values of the longitudinal and hoop stresses in the underground cylindrical structures, the above formulas are recommended for use with the values of EE charge weight from 500 to 700 kg and the distance to the structure of 30 to 150 m. Figures 8 and 9 show the relationship between the longitudinal and hoop stresses in cylindrical steel pipes of different diameters and the distance according to the formulas.

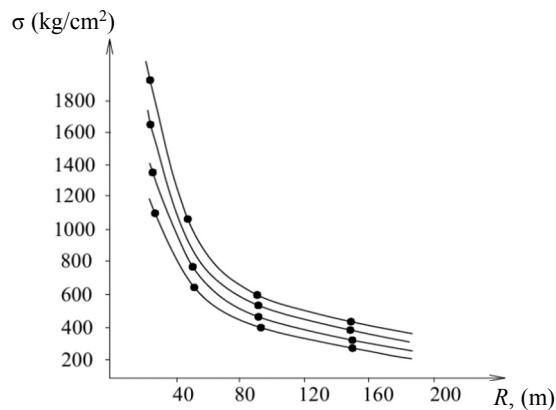


Figure 8. Relationship between longitudinal stresses in steel pipes of various diameters and the distance (The weight of the explosive charge is 400 kg, where 1, 2, 3, 4 are the curves corresponding to:
 $D_H = 720 \text{ mm}$, $\delta = 8 \text{ mm}$, $J = 113500 \text{ cm}^4$;
 $D_H = 920 \text{ mm}$, $\delta = 8 \text{ mm}$, $J = 238500 \text{ cm}^4$;
 $D_H = 1050 \text{ mm}$, $\delta = 12 \text{ mm}$, $J = 1316000 \text{ cm}^4$;
 at values $E = 2.1106 \text{ kg/cm}^2$, $L = 6.0$;))

S o u r c e: made by B.S. Rakhmonov, I.T. Mirsayapov

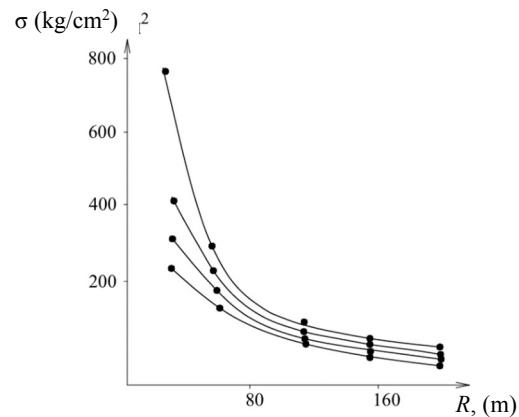


Figure 9. Relationship between hoop stresses in steel pipes of various diameters and the distance. (The weight of the explosive charge is 400 kg, where 1, 2, 3, 4 are the curves corresponding to:
 $D_H = 720 \text{ mm}$, $\delta = 8 \text{ mm}$, $J = 113500 \text{ cm}^4$;
 $D_H = 920 \text{ mm}$, $\delta = 8 \text{ mm}$, $J = 238500 \text{ cm}^4$;
 $D_H = 1050 \text{ mm}$, $\delta = 12 \text{ mm}$, $J = 1316000 \text{ cm}^4$;
 at values of $E = 2.1 \times 106 \text{ kg/cm}^2$, $L = 6.0$;))

S o u r c e: made by B.S. Rakhmonov, I.T. Mirsayapov

The above experimental results can be used to predict the behavior of underground thin-walled structures subjected to explosive seismic waves. The calculations show that the relationships can be used with sufficient accuracy in estimating the seismic intensity of the explosive seismic waves.

5. Conclusion

1. The non-linear explosion-induced ground displacements occurring in three mutually perpendicular directions were studied. Mathematical expressions for describing each component of the displacement vector were established. It was found that the longitudinal component of the equivalent state has a smoother decreasing character.

2. It was established that as a result of underground explosions, the underground structure vibrates in space in the vertical plane and in two horizontal planes. The range of vibrations is wider than the other ones with the increase of the equivalent distance, the time of action of waves on the structure increases.

On the basis of the structure vibration records, the values of the logarithmic decrements for each component of the displacement vector of the structure were determined and the following inequality was established: $\lambda_{\text{lon}} < \lambda_{\text{tr}} < \lambda_{\text{vert}}$, i.e., the average value of the decrement of the vertical component is larger than the others.

3. It was established that if the vibration decay in the horizontal direction (along the $O-X$ axis) is mainly due to the compliance of the ground or, in other words, in this direction, damping occurs due to the interaction or overcoming the cohesion energy of contact between the body of the structure and the ground, then for the vertical component the structure vibration decay is associated with the dissipation of energy as a result of significant strains of the ground.

4. During seismic vibrations caused by underground explosions, the stress-strain state of the underground structure is determined by the amount of energy received by the structure. To estimate the ratio between the energy propagating in the ground and the energy received by the underground structure during their interaction, the use of coefficient η was proposed.

It was found that as the intensity of explosion-induced vibration increases, the total amount of kinetic energy received by the underground structure increases, but the η ratio decreases.

5. Three regions can be distinguished in the general qualitative characteristic of the relationship between contact forces of the structure with the soil and their relative displacement, according to the experimental diagrams of the test results. The first one corresponds to the stage of loading the structure, when the relationship between the forces and relative displacement of the structure is linear. In this case, the soil is being compacted, and elastic and viscous properties of the body, but not plastic ones, are revealed. At the second stage, the proportionality between the interaction forces and the displacement of the structure is violated and the elastic character of the interaction is lost. With the increase of the external load it is possible to observe sliding of the underground structure relative to the ground in the third region.

6. As a result of approximation of experimental data, a formula for determining the stress in the ground was obtained. The experimental and theoretical results are suitable for predicting the behavior of underground thin-walled structures under the impact of explosive seismic waves. Calculations show that they can be used in estimating the seismic intensity of explosive seismic waves with sufficient accuracy.

References

1. Delipetrov T., Doneva B., Delipetrev M. Theoretical model for defining seismic energy. *Geologica Macedonica*. 2014;28;(1):1–6. ISSN 1857–8586
2. Remez N., Dychko A., Kraychuk S., Ostapchuk N. Interaction of seismic–explosive waves with underground and surface structures. *Resources and Resource-Saving Technologies in Mineral Mining and Processing*. 2018:291–310.
3. Pitarka A., Mellors R.J., Walter W.R. et al. Analysis of ground motion from an underground chemical explosion. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 2015;105(5):2390–2410. <https://doi.org/10.1785/0120150066>
4. Zdeschchys A.V., Zdeschchys V.M. Comparison of the seismic loading of points on the surface of the Earth during a massive explosion in a mine. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 2024;1415(1):012082. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1415/1/012082> EDN: MHGSHV
5. Gorbunova E., Besedina A., Petukhova S., Pavlov D. Reaction of the Underground Water to Seismic Impact from Industrial Explosions. *Water*. 2023;15(7):1358. <https://doi.org/10.3390/w15071358> EDN: HFAFAP
6. Ishihara K. *Soil behaviour in earthquake geotechnics*. Oxford: Clarendon Press; 2006. Available from: <https://archive.org/details/soilbehaviourine0000ishi/page/n5/mode/2up> (accessed: 12.01.2025)
7. Voznesensky E.A. Dynamic testing of soils. the status of this question and standardization. *Engineering survey*. 2013;(5):20–26. (In Russ.) EDN: QCGKLJ
8. Mirsayapov I.T., Khasanov R.R., Safin D.R., Nurieva D.M. Influence of the foundation and soil structure on reducing the level of vibrations arising from the movement of metro trains. *News KSUAE*. 2024;1(67):96–106. (In Russ.) <http://doi.org/10.48612/NewsKSUAE/67.10> EDN: LPZYFO
9. Mirsayapov I.T., Sharaf H.M.A. Settlement of clay soils foundations under block cyclic loading. *News KSUAE*. 2023;3(65):18–25. (In Russ.) http://doi.org/10.52409/20731523_2023_3_18 EDN: BOODTM
10. Mirsayapov I.T. The load-bearing capacity of slab-pile foundations, taking into account the redistribution of forces between piles during cyclic loading. *News KSUAE*. 2021;2(56):5–12. (In Russ.) http://doi.org/10.52409/20731523_2021_2_5 EDN: OLBFEF
11. Ahmad M., Tang X.-W., Ahmad F., Jamal A. Assessment of soil liquefaction potential in Kamra, Pakistan. *Sustainability*. 2018;10(11):4223. <https://doi.org/10.3390/su10114223>
12. Chu J., Leong W.K., Loke W.L., Wanatowski D. Instability of Loose Sand under Drained Conditions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2012;138:207–216. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000)

13. Cabalar A.F., Canbolat A., Akbulut N., Tercan S.H., Isik H. Soil liquefaction potential in Kahramanmaras, Turkey. *Geomatics, Natural Hazards and Risk*. 2019;10(1):1822–1838. <https://doi.org/10.1080/19475705.2019.1629106> EDN: ZETTLS
14. Yamamuro J.A., Lade P.V. Static liquefaction of very loose sands. *Canadian Geotechnical Journal*. 1997;34(6): 905–917. <https://doi.org/10.1139/t97-057>
15. Seed H.B. Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* *List of Issues*. 1996;105(2):201–255. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000768>
16. Voznesensky E.A. *Soil behavior under dynamic loads*. Moscow: Moscow State University, 1997. (In Russ.) ISBN 5-211-03722 Available from: <https://djvu.online/file/1plA0BadJxR6c> (accessed: 12.01.2025)
17. Stavnitser L.R. *Earthquake resistance of bases and foundations*. Moscow: ASV Publ.; 2010. (In Russ.) ISBN 978-5-93093-733-6 EDN: QNONAX
18. Zainulabidova Kh.R. Nonlinear behavior of soils under exposure to seismic activity. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2019;(1):23–27. (In Russ.) EDN: ONITYP
19. Zhang L., Liang Z., Zhang J. Mechanical response of a buried pipeline to explosion loading // *Journal of Failure Analysis and Prevention*. 2016;16:576–582. <https://doi.org/10.1007/s11668-016-0121-2>
20. Norén-Cosgriff K.M., Ramstad N., Neby A., Madshus C. Building damage due to vibration from rock blasting. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2020;138:106331. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106331> EDN: JBDAOJ
21. Jiang N., Zhu B., Zhou Ch., Li H., Wu B., Yao Y., Wu T. Blasting vibration effect on the buried pipeline: A brief overview. *Engineering failure analysis*. 2021;129:105709. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2021.105709> EDN: MIRHEO

Список литературы

1. Delipetrov T., Doneva B., Delipetrev M. Theoretical model for defining seismic energy // *Geologica Macedonica*. 2014. Vol. 28. No. 1. С. 1–6. ISSN 1857–8586
2. Remez N., Dychko A., Kraychuk S., Ostapchuk N. Interaction of seismic — explosive waves with underground and surface structures // *Resources and Resource-Saving Technologies in Mineral Mining and Processing*. 2018. P. 291–310.
3. Pitarka A., Mellors R.J., Walter W.R. et al. Analysis of ground motion from an underground chemical explosion // *Bulletin of the Seismological Society of America*. 2015. Vol. 105. No. 5. С. 2390–2410. <https://doi.org/10.1785/0120150066>
4. Zdeschchys A.V., Zdeschchys V.M. Comparison of the seismic loading of points on the surface of the Earth during a massive explosion in a mine // *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 2024. Vol. 1415. No. 1. Article No. 012082. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1415/1/012082> EDN: MHGSHV
5. Gorbunova E., Besedina A., Petukhova S., Pavlov D. Reaction of the Underground Water to Seismic Impact from Industrial Explosions // *Water*. 2023. Vol. 15. No. 7. Article No. 1358. <https://doi.org/10.3390/w15071358> EDN: HFAFAP
6. Ishihara K. *Soil behaviour in earthquake geotechnics*. Oxford: Clarendon Press; 2006. 368 p. URL: <https://archive.org/details/soilbehaviourine0000ishi/page/n5/mode/2up> (accessed: 12.01.2025)
7. Вознесенский Е.А. Динамические испытания грунтов. Состояние вопроса и стандартизация // *Инженерные изыскания*. 2013. № 5. С. 20–26. EDN: QCGKLJ
8. Мирсаяпов И.Т., Сафин Д.Р., Хасанов Р.Р., Нуриева Д.М. Влияние конструкции фундамента и грунтового основания на снижение уровня вибраций, возникающих от движения поездов метрополитена // *Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета*. 2024. № 1 (67). С. 96–106. <http://doi.org/10.48612/NewsKSUA/67.10> EDN: LPZYFO
9. Мирсаяпов И.Т., Шараф Х.М.А. Осадка оснований фундаментов глинистых грунтов при блочных циклических нагружениях // *Известия КГАСУ*. 2023. № 3 (65). С. 18–25. http://doi.org/10.52409/20731523_2023_3_18 EDN: BOODTM
10. Мирсаяпов И.Т. Несущая способность плитно-свайных фундаментов с учетом перераспределения усилий между сваями при циклическом нагружении // *Известия КГАСУ*. 2021. № 2 (56). С. 5–12. http://doi.org/10.52409/20731523_2021_2_5 EDN: OLBFEF
11. Ahmad M., Tang X.-W., Ahmad F., Jamal A. Assessment of soil liquefaction potential in Kamra, Pakistan // *Sustainability*. 2018. Vol. 10. No. 11. Article No. 4223. <https://doi.org/10.3390/su10114223>
12. Chu J., Leong W.K., Loke W.L., Wanatowski D. Instability of Loose Sand under Drained Conditions // *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2012. Vol. 138. P. 207–216. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000)
13. Cabalar A.F., Canbolat A., Akbulut N., Tercan S.H., Isik H. Soil liquefaction potential in Kahramanmaras, Turkey // *Geomatics, Natural Hazards and Risk*. 2019. Vol. 10. No. 1. P. 1822–1838. <https://doi.org/10.1080/19475705.2019.1629106> EDN: ZETTLS
14. Yamamuro J.A., Lade P.V. Static liquefaction of very loose sands // *Canadian Geotechnical Journal*. 1997. Vol. 34. No. 6. P. 905–917. <https://doi.org/10.1139/t97-057>

15. Seed H.B. Soli liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes // Journal of ASCE. 1996. Vol. 105. No. 2. P. 201–255. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000768>
16. Вознесенский Е.А. Поведение грунтов при динамических нагрузках. Москва : МГУ, 1997. 286 с. ISBN 5-211-03722 URL: <https://djvu.online/file/1p1A0BadJxR6c> (дата обращения: 12.01.2025)
17. Ставицер Л.П. Сейсмостойкость оснований и фундаментов. Москва : АСВ, 2010. 448 с. ISBN 978-5-93093-733-6 EDN: QNONAX
18. Зайнулабидова Х.Р. Нелинейное поведение грунтов при сейсмическом воздействии // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2019. № 1. С. 23–27. EDN: ONITYP
19. Zhang L., Liang Z., Zhang J. Mechanical response of a buried pipeline to explosion loading // Journal of Failure Analysis and Prevention. 2016. Vol. 16. P. 576–582. <https://doi.org/10.1007/s11668-016-0121-2>
20. Norén-Cosgriff K.M., Ramstad N., Neby A., Madshus C. Building damage due to vibration from rock blasting // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2020. Vol. 138. Article No. 106331. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106331> EDN: JBDAOJ
21. Jiang N., Zhu B., Zhou Ch., Li H., Wu B., Yao Y., Wu T. Blasting vibration effect on the buried pipeline: A brief overview // Engineering failure analysis. 2021. Vol. 129. Article No. 105709. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2021.105709> EDN: MIRHEO

DOI: 10.22363/1815-5235-2025-21-3-270-280

EDN: UMRKLR

Research article / Научная статья

Seismic Vulnerability of Non-Code-Compliant and Code-Compliant RC Buildings

Birendra K. Bohara^{ID}✉, Sangam Jagari^{ID}, Nirmal M. Joshi^{ID}

Far Western University, Kanchanpur, Nepal

✉ bbohara2@gmail.com

Received: February 28, 2025.

Revised: May 15, 2025.

Accepted: May 25, 2025

Abstract. This study investigates the seismic vulnerability of non-code-compliant reinforced concrete (RC) buildings compared to code-based structures. The research uses linear elastic and nonlinear pushover analyses (NPA) to evaluate critical seismic performance parameters such as natural periods, mass participation, base shear, capacity curve, ductility ratio, overstrength factor, collapse mechanics, and nonlinear hysteretic damping (NHD). Structures designed following standards like NBC 205 (old), RUD 205 new, and Indian standard IS 1893 are analyzed against non-code-compliant building samples (NES1–NES6) to highlight performance gaps. The findings reveal that code-compliant buildings demonstrate significantly higher seismic resistance, greater flexibility, effective earthquake energy dissipation, higher ductility, overstrength factor, and base shear capacity. Non-code-compliant buildings often exhibit soft-story failure, with initial damage observed in the columns, highlighting their vulnerability during seismic events. Meanwhile, code-compliant RC buildings (RUD) designed with seismic principles demonstrate better seismic performance, adhering to the “strong column, weak beam” philosophy and superior strength-to-capacity ratios, higher overstrength factors, and enhanced ductility ratios, highlighting their resilience under seismic loads. The results conclude that addressing the code provisions ensures earthquake-resistant buildings with warranted ductile behavior for structural systems, enabling the achievement of the intended collapse mechanism.

Keywords: nonlinear pushover analysis, overstrength factor, NBC

Conflicts of interest. The authors declare that there is no conflict of interest.

Authors' contribution: *Bohara B.K.* — conceptualization, methodology, data collection, field survey support, modeling and analysis, result interpretation, text writing, supervision; *Jagari S.* — literature review, data tabulation, modeling, text writing and review; *Joshi N.M.* — field documentation, drafting figures and tables, referencing, result interpretation, text review

For citation: Bohara B.K., Jagari S., Joshi N.M. Seismic vulnerability of non-code-compliant and code-compliant RC buildings. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2025;21(3):270–280. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2025-21-3-270-280>

Birendra K. Bohara, Assistant Professor, Far Western University, Kanchanpur, Nepal; ORCID: 0000-0002-4654-3428; e-mail: bbohara2@gmail.com

Sangam Jagari, UG, School of Engineering, Far Western University, Kanchanpur, Nepal; ORCID: 0009-0001-8595-4940; e-mail: jagarisangam111@gmail.com

Nirmal M. Joshi, UG, School of Engineering, FWU, Kanchanpur, Nepal; ORCID: 0009-0005-0358-8924; e-mail: Joshinirmalmani123@gmail.com

© Bohara B.K., Jagari S., Joshi N.M., 2025



This work is licensed under a Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Сейсмическая уязвимость железобетонных зданий, соответствующих и не соответствующих строительным нормам и правилам

Б.К. Бохара^{ID}✉, С. Джагари^{ID}, Н.М. Джоши^{ID}

Дальневосточный университет, Канчанпур, Непал

✉ bbohara2@gmail.com

Поступила в редакцию: 28 февраля 2025 г.

Доработана: 15 мая 2025 г.

Принята к публикации: 25 мая 2025 г.

Аннотация. Исследована сейсмическая уязвимость железобетонных зданий, не соответствующих требованиям строительных норм и правил в сравнении с сооружениями, построенными с их соблюдением. Для оценки критических сейсмических характеристик, таких как собственный период колебаний, коэффициент участия масс, поперечная сила в основании, спектр несущей способности, коэффициент пластичности, коэффициент сверхпрочности, механика разрушения и нелинейное гистерезисное демпфирование, использован линейный упругий и нелинейный статический расчет. Сооружения, спроектированные в соответствии с непальскими сводами правил NBC 205 (старый) и RUD 205 (новый), а также индийским сводом правил IS 1893, были проанализированы относительно образцов зданий (NES1-NES6), не соответствующих строительным нормам, с целью выявить различие в характеристиках. Полученные результаты показывают, что здания, соответствующие строительным нормам, демонстрируют значительно более высокую сейсмостойкость, гибкость, эффективное рассеивание энергии землетрясения, высокую пластичность, коэффициент сверхпрочности и предел поперечной силы у основания. В зданиях, не соответствующих строительным нормам, часто наблюдается разрушение гибкого этажа, при этом первоначальные повреждения наблюдаются в колоннах, что подчеркивает их уязвимость во время сейсмической активности. Вместе с тем железобетонные здания, спроектированные по RUD с учетом сейсмических принципов, демонстрируют лучшие сейсмические характеристики, придерживаясь концепции «прочная колонна, слабая балка», а также превосходное соотношение прочности и сейсмостойкости, более высокие коэффициенты сверхпрочности и пластичности, что подчеркивает их сейсмоустойчивость. Результаты показывают, что соблюдение положений строительных норм и правил обеспечивает сейсмостойкость зданий с гарантированной пластичностью несущей конструкции, что позволяет реализовать расчетный механизм разрушения.

Ключевые слова: нелинейный статический метод, коэффициент сверхпрочности, строительные нормы Непала

Заявление о конфликте интересов. Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Вклад авторов: Бохара Б.К. — концептуализация, методология, сбор данных, полевые исследования, моделирование и расчет, интерпретация результатов, написание текста, руководство; Джагари С. — обзор литературы, сведение данных в таблицы, моделирование, написание и редактирование текста; Джоши Н.М. — полевая документация, составление рисунков и таблиц, ссылки, интерпретация результатов, редактирование текста.

Для цитирования: Bohara B.K., Jagari S., Joshi N.M. Seismic vulnerability of non-code-compliant and code-compliant RC buildings // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2025. Т. 21. № 3. С. 270–280. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2025-21-3-270-280>

1. Introduction

Nepal is situated in one of the most seismically active regions in the world, lying along the boundary of the Indo and Eurasian tectonic plates [1]. This geographical setting has exposed the country to frequent and severe earthquakes, necessitating a critical evaluation of building practices to mitigate seismic risks in the structure. The many past earthquakes in 1934 (M_w 8.1), 1980 (M_w 6.5), 1988 (M_w 6.5), 2011 (M_w 6.9), 2015 (M_w 7.8), and 2023 (M_w 5.7) have resulted in a great number of casualties and extensive damage to structures [2–4]. Recent earthquakes Gorkha (2015) and Jajarkot earthquakes (2023) highlighted the vulnerability of many existing structures, particularly non-code-compliant reinforced concrete (RC) buildings, which suffered significant damage and loss of life [5].

Бохара Бирендра Кумар, доцент, Дальневосточный университет, Канчанпур, Непал; ORCID: 0000-0002-4654-3428; e-mail: bbohara2@gmail.com

Джагари Сангам, студент, инженерная школа, Дальневосточный университет, Канчанпур, Непал; ORCID: 0009-0001-8595-4940; e-mail: jagarisangam111@gmail.com

Джоши Нирмал М., студент, инженерная школа, Дальневосточный университет, Канчанпур, Непал; ORCID: 0009-0005-0358-8924; e-mail: Joshinirmalmani123@gmail.com

Non-code-compliant RC buildings, typically constructed without adhering to established design codes, constitute a significant portion of the built environment in Nepal. These structures often lack adequate reinforcement detailing and proper column and beam sizes [6; 7]. It was also observed that structural irregularities, such as vertical and plan irregularities, are commonly present [8–10]. Issues like the presence of short columns, which are highly vulnerable to shear failure, and soft-story configurations, where the ground floor is weaker or more flexible than the upper floors, further exacerbate their vulnerability [11–13]. These deficiencies collectively make non-code-compliant buildings highly susceptible to significant damage or collapse during even moderate seismic events, underscoring the urgent need for improved design practices.

In contrast, code-based RC buildings designed according to national and international seismic standards, such as the Nepal National Building Code (NBC), and Indian Standards (IS 1893), demonstrate significantly higher resistance to seismic forces. However, the comparative performance of these two categories under various seismic loading conditions remains insufficiently explored, particularly in remote and hilly regions, a high seismic risk area in Far-Western Nepal. Previous research has established that non-code-compliant buildings are particularly susceptible to moderate seismic events, with shorter structures showing heightened vulnerability. Studies such as Pokharel et al. (2020) [14] have highlighted the critical need for retrofitting and the enforcement of seismic design codes to reduce earthquake-related damage. It further evaluates current building practices and the sufficiency of existing guidelines, and proposes measures for improving the resilience of structures to mitigate future earthquake risks.

Before the Gorkha earthquake, Nepal's residential buildings, based on NBC 205:1994, lacked seismic considerations, making them highly vulnerable. Enforced in 2005, NBC 205:1994 regulated up to three-story buildings, but inadequate column and beam sizes persisted. The updated NBC 205:2024 introduced Ready-to-Use Detailing (RUD) guidelines, mandating a minimum column size of 320×320 mm and improved reinforcement for low-rise RC buildings, enhancing seismic resilience. Prior to RUD, NBC 205:2070 (2010) specified a minimum column size of 300×300 mm for rooms up to $4.5 \text{ m} \times 3.0 \text{ m}$, aligning with NBC standards. In Nepal, Indian Standards (IS) are widely followed, particularly IS 1893-2016 for seismic analysis in high-risk zones and IS 13920:1993 for ductile detailing. Dead/live loads follow IS 875, with load combinations per IS 456-2000.

Despite numerous studies on the seismic vulnerability of RC buildings in Nepal, most have primarily focused on basic structural parameters such as inter-story drift, base shear, and displacement, overturning moment under seismic loading, often using simplified linear analysis techniques. However, there remains a significant research gap in the comprehensive evaluation of advanced seismic performance indicators, particularly failure (collapse) patterns, ductility factors (R_μ), overstrength (R_s), and nonlinear hysteretic behaviour, especially for non-code-compliant structures prevalent in hilly regions (Darchula) of Nepal. These critical aspects, which provide deeper insights into actual structural behaviour under lateral loads, have received limited attention in the national context. This study addresses that gap by employing both linear and NPA to investigate these underexplored parameters, offering a more detailed understanding of the seismic performance and vulnerabilities of non-code-compliant versus code-compliant RC buildings. By identifying the key weaknesses of non-code-compliant RC buildings and demonstrating the benefits of code-compliant designs, this study aims to contribute to the development of effective seismic risk reduction strategies.

2. Method

Field surveys were conducted in the Darchula District, a high-risk seismic zone in Far-Western Nepal. A total of six non-code-compliant RC buildings (NES1 to NES6) were selected using sampling, based on their typicality, accessibility, and representation of common construction practices and structural aspects in the region (Figure 1). Structural characteristics such as story height, bay length, beam-column dimensions, beam-column joint, reinforcement details, and visible defects were documented using direct measurements, videos, photographs, and site sketches. Data reliability was ensured through repeated site visits and verification against interviews with local masons, house owners and municipal engineers. Common issues

include unreinforced masonry, irregular layouts, poor beam-column joints, poor column construction, size of columns and beams, columns in sloping terrain, insufficient amount of reinforcement and the absence of seismic reinforcements like steel ties. Many buildings have undersized columns ($230\text{ mm} \times 230\text{ mm}$) with less than 0.8% rebar, and beams of similar dimensions, using 10–12 mm bars instead of the required 12–16 mm, often paired with 6mm stirrups spaced too widely ($\geq 150\text{ mm}$). Additionally, improper column casting, insufficient cover, and the use of untested locally made blocks increase structural risks in hillsides. These deficiencies highlight the urgent need for code compliance, quality materials, proper detailing, and sustainable urban planning to mitigate risks and enhance structural safety in earthquake-prone areas.



Figure 1. Non-code-compliant RC buildings observed in Darchula and Hillside

S o u r c e: photo by B.K. Bohara [16]

Three code-compliant models were developed: one based on the NBC 205 (old), one with the updated NBC 205:2024 RUD guidelines, and one designed according to IS 1893 and IS 13920 standards. These were designed to match the overall plan dimensions of non-engineered structure (NES) buildings to allow fair performance comparison under identical loading and seismic conditions.

The study focuses on three-story RC buildings (commonly observed maximum buildings are three story), which are common in the Far Western side of Nepal. For structure modelling, material, load and seismic properties were assumed as shown in Table 1 and three-dimensional and plan views shown in Figure 2. Based on observation, nine RC building models were selected for analysis. Models NES1 to NES6: representing non-code-compliant (NE) ordinary moment-resisting frames (OMRF) commonly found in hillside Nepal as shown in Table 2. NBC 205 old and NBC 205 (2014) new and IS models: representing code-based special moment-resisting frames (SMRF) designed according to the NBC, RUD and IS, respectively as shown in Table 2.

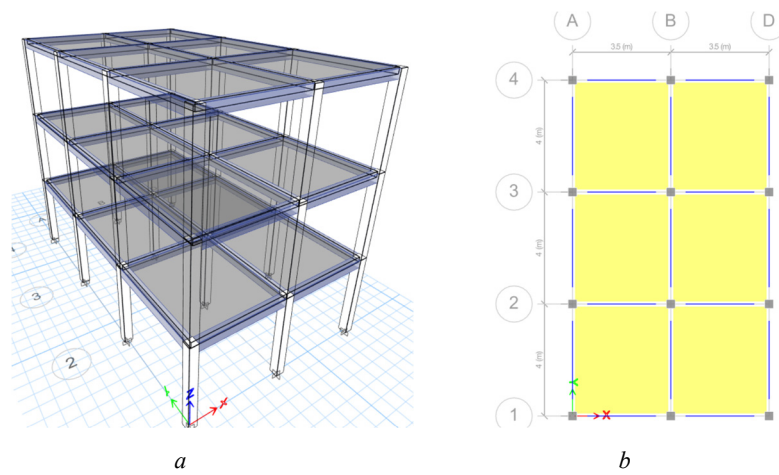


Figure 2. Proposed model: *a* — 3D view; *b* — Plan

Source: made by B.K. Bohara

Table 1

Material properties, loads and seismic parameters used in each nine models

Material properties			
Grade of	Concrete	M20	For all models
	Steel	415 Mpa	For all models
Modulus of Elasticity of	Concrete	22.36 Gpa	For all models
	Steel	200 Gpa	For all models
Loads			
Live load on floor level		3 kN/m ²	For all models
Live load on roof level		1.5 kN/m ²	For all models
Finishing in roof load		1 kN/m ²	For all models
Weight of the wall on each floor		11.2kN/m	For all models
Weight of the parapet wall in the roof		4kN/m	For all models
Seismic factor			
Seismic zone according to the Indian standard		V	For all models
Zone factor according to the Indian standard (Z)		0.36	For all models
Importance factor for all models (I)		1	For all models
Type of soil (assumed)		II	For all models
Response reduction factor R (SMRF)		5	Models NBC, RUD and IS
Response reduction factor R (OMRF)		3	for models NES1 to NES6

Source: made by B.K. Bohara

Table 2

Columns, reinforcement and beam size of each model

Models	Size of column	Reinforcement used in the column	The tie bar used in the column	Size of Beam
NBC	300×300	4-12d+4-16d	8 dia	250×300
RUD	350×350	8-20d	8 dia	250×380
		8-16d	8 dia	250×355
IS	300×300	8-16d	8 dia	250×300
NES1	300×300	4-12d	6 dia	230×250
NES2	300×300	4-16d	6 dia	230×250
NES3	300×300	6-12d	6 dia	230×250
NES4	230×230	4-12d	6 dia	230×230
NES5	230×230	6-12d	6 dia	230×250
NES6	250×230	4-16d	6 dia	230×250

Source: made by B.K. Bohara

ETABS v22 was used to create 3D models for each of the nine buildings. Structural elements were modeled using frame elements (beams and columns) and shell elements (slabs). Diaphragm constraints were assigned at each floor level. NPA used default hinge properties for concrete frames. Both X and Y directions were considered, with lateral loads applied as per code-based equivalent static procedure for linear analysis and as distributed lateral forces for pushover analysis. Key seismic parameters assessed include the fundamental time period, base shear, capacity curves, overstrength factor, and collapse mechanisms. These analyses provided a comprehensive comparison of the seismic behavior of non-code-compliant and code-compliant RC building models.

3. Results and Discussion

3.1. Dynamic characteristics

Figures 3, 4, and Table 3 present a comparison of seismic parameters for RC models (NES1–NES6) against designs that comply with codes (NBC, RUD, IS 1893). A linear elastic analysis shows the seismic forces based on IS 1893 (2016), which are affected by the time period, mode shapes, and base shear. The fundamental periods vary from 0.602 to 1.144 seconds, with more flexible non-code-compliant models (such as NES4) surpassing code-compliant models (which range from 0.75 to 0.79 seconds). The mass participation ratios are high (0.88–0.90), consistent with IS 1893 standards. The base shear in NES1–NES3 is greater, reflecting differences in stiffness and mass. Nonetheless, a NPA is essential to evaluate inelastic behavior, capacity curves, and potential collapse mechanisms to thoroughly assess seismic resilience.

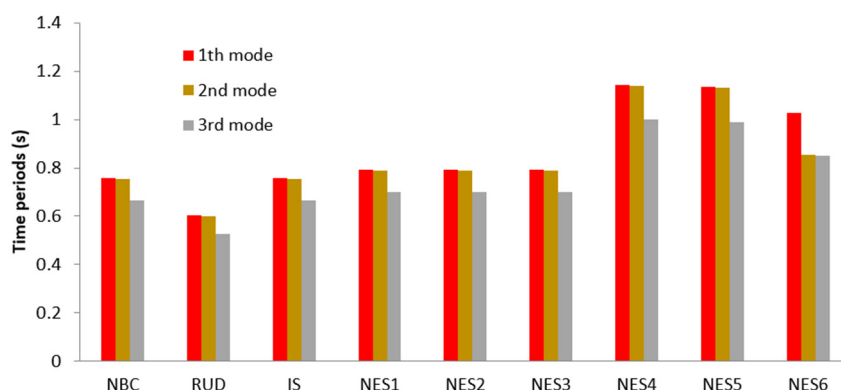


Figure 3. Time periods of the building models

Source: compiled by N.M. Joshi

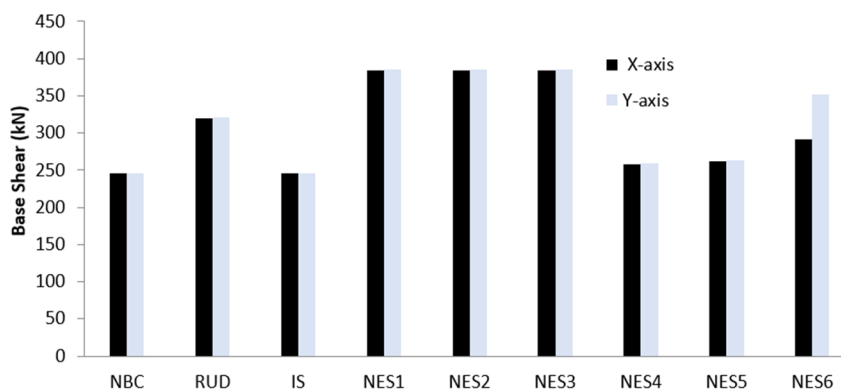


Figure 4. Base shear of the building models

Source: compiled by N.M. Joshi

Table 3

Mass participation									
Mass Participation Ratio (Models)									
Mode	NBC	RUD	IS	NES1	NES2	NES3	NES4	NES5	NES6
1th mode	0.8873	0.8784	0.8873	0.8794	0.8794	0.8794	0.9014	0.9031	0.8984
2nd mode	0.8881	0.8792	0.8881	0.8805	0.8805	0.8805	0.9023	0.9038	0.8874

Source: compiled by N.M. Joshi

3.2. Pushover Curve and Maximum Deflection

Figure 5 presents the results of NPA for the studied building models under x and y directional loading. The capacity strength of the RUD and IS models surpasses that of the NBC model, while non-code-compliant buildings demonstrate significantly lower strength, highlighting their vulnerability compared to code-compliant structures. The pushover curves indicate that the RUD model has the highest base shear capacity and exhibits significant stiffness and ductility, followed by the IS model with a peak around 1000 kN, suggesting a strong and resilient structure. The NBC model demonstrates moderate strength, aligning with code-based design principles, while NES3 performs slightly lower. The NES1, NES2, NES4, NES5, and NES6 models exhibit significantly lower strength and displacement capacities, indicating weaker, more vulnerable structures. The steeper and higher curves correspond to well-designed, code-compliant buildings, while the flatter, shorter curves highlight the fragility of non-code-compliant or poorly reinforced structures [17; 18]. Figure 6 shows how each scenario affects the building's displacement, providing insights into the structural behavior and potential vulnerabilities under seismic conditions. This information is crucial for evaluating the effectiveness of different design approaches and ensuring the safety and resilience of the structure.

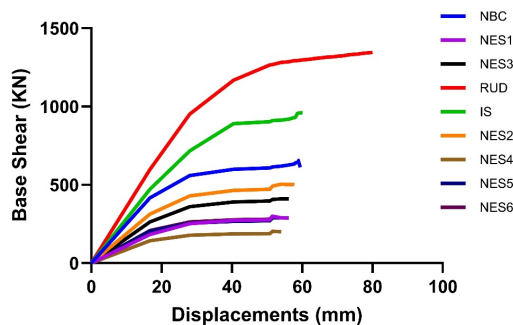


Figure 5. Capacity curves for proposed models

Source: compiled by N.M. Joshi

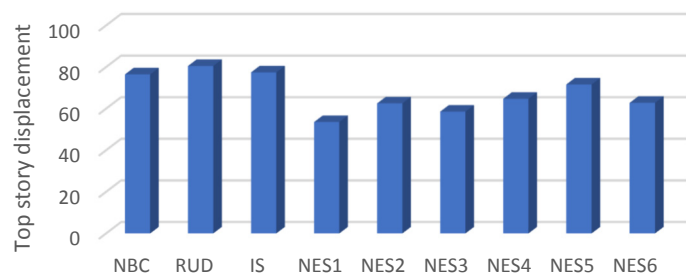


Figure 6. Maximum top story displacement from pushover analysis

Source: compiled by N.M. Joshi

3.3. Yielding Mapping

Yielding mapping refers to the process of identifying the sequence and locations of initial yielding in structural elements and failure mechanisms, emphasizing crucial areas during a NPA [19; 20]. In the analyzed models, code-compliant structures (RUD, NBC, IS) experience yielding (Figure 7) at higher load thresholds, predominantly in secondary elements, whereas non-code-compliant buildings (NES1–NES6) show earlier yielding in primary components, indicating a reduced safety margin as shown in Figure 8. Yielding mappings at different load increments evaluate the nonlinear response and alignment with the strong column-weak beam principle. Overstrength factors, resulting from the redundancies in materials and geometries, play a significant role in influencing nonlinear behavior. Mappings along the X-direction depict

the progression of yielding, highlighting the initial yielding in beams before columns. Variations in certain models point to vulnerabilities such as inadequate detailing or non-adherence to seismic regulations, particularly in non-code-compliant structures, underscoring the necessity for enhanced reinforcement measures.

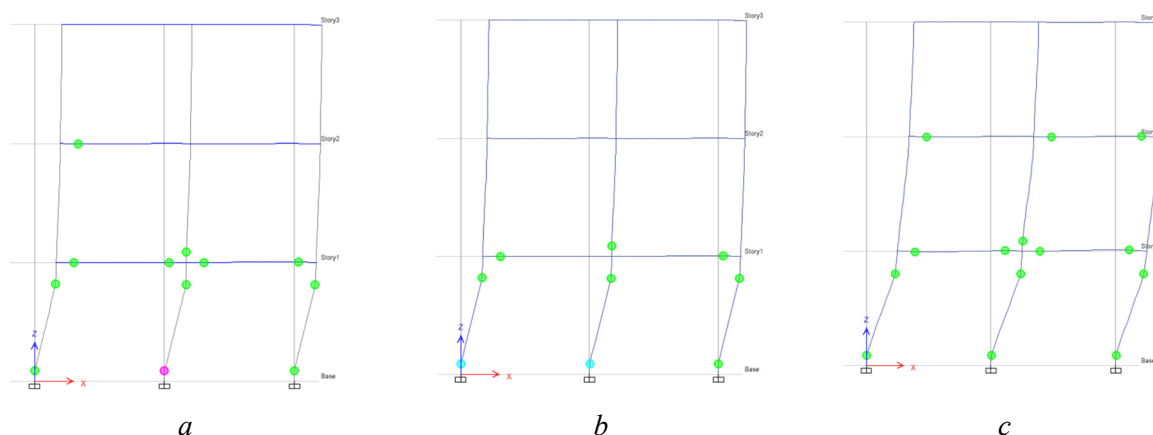


Figure 7. Failure mapping for code-based models:

a — IS; *b* — NBC; *c* — RUD

S o u r c e: compiled by B.K. Bohara

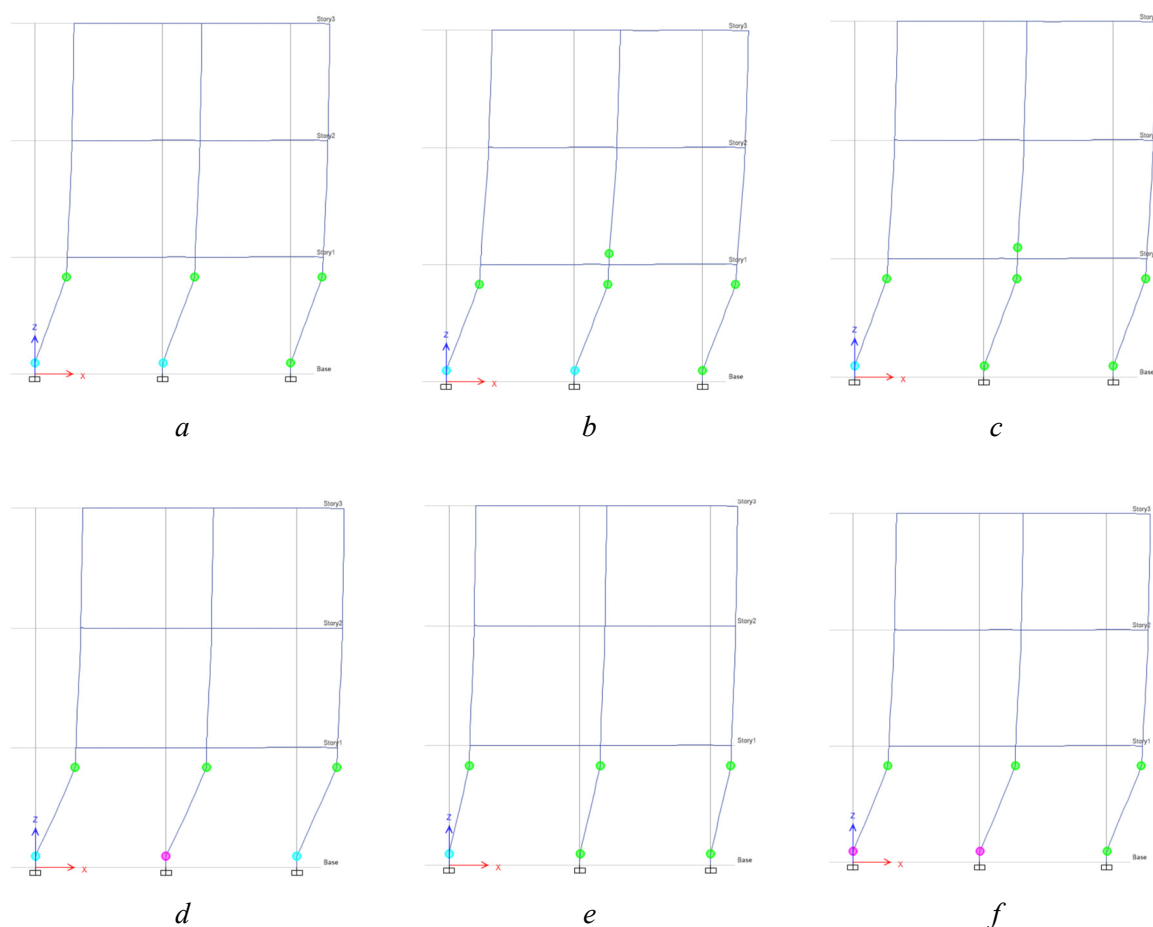


Figure 8. Failure mapping for non-code-compliant building models:

a — NES1; *b* — NES2; *c* — NES3; *d* — NES4; *e* — NES5; *f* — NES6

S o u r c e: compiled by B.K. Bohara

3.4. Modification Factors: R_μ and R_s

R_μ indicates a structure's ability to endure considerable deformation past its elastic limit without facing a sudden failure in strength. It quantifies the relationship between the strength needed to maintain a structure in an elastic state (V_E) and its peak strength (V_u) [21; 22]. It reflects how well a structure can dissipate energy through plastic deformations during seismic events. The R_s denotes the extra strength present in a structure beyond the anticipated seismic requirements, acting as an essential safety buffer in structural engineering. It is characterized as the ratio of the peak strength (V_u) to the design strength (V_{des}), reflecting the reserve capacity that results from elements like material overperformance, adherence to minimum detailing standards, redundancy in load distribution, and real-world construction practices [21–23]. Analysing the R_s factor is crucial in seismic assessments, as it measures a structure's capacity to endure forces that exceed those outlined by design standards, thus ensuring stability during extreme occurrences. This aspect is especially significant when contrasting buildings that comply with codes against those that do not, as it reveals differences in their resilience and guides efforts to enhance seismic safety. Figure 9 depicts the relationships between ductility ratios and overstrength factors, showcasing the distinctions between compliant and non-compliant buildings. Structures that meet code requirements demonstrate greater ductility ratios, which means they can experience considerable deformations without failing, effectively absorbing seismic energy. In comparison, buildings that do not comply with codes present reduced ductility and overstrength, rendering them more fragile and susceptible to seismic pressures. This indicates that non-compliant structures often lack the essential reinforcements, proper detailing, and quality materials needed to ensure resilience against seismic activity, resulting in an increased risk of early failure during earthquakes. The results highlight the necessity for better construction methods and strict adherence to seismic design standards, particularly in high-risk areas such as Darchula, where such non-compliant structures are common.

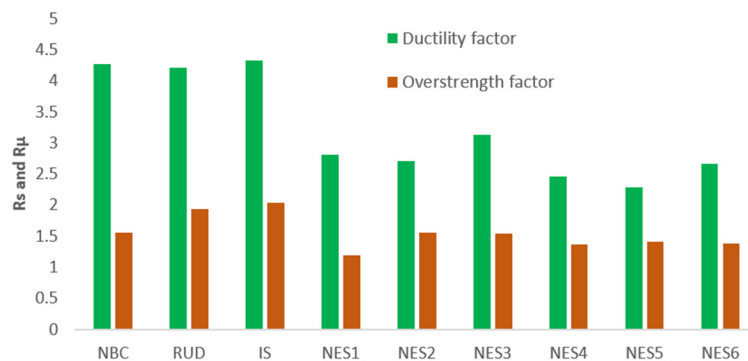


Figure 9. Overstrength factor and ductility ratio

Source: compiled by B.K. Bohara

3.5. Nonlinear Hysteretic Damping

Figure 10 presents NHD [24] data for both code-compliant and non-code-compliant buildings, highlighting a significant disparity in their seismic performance. Code-compliant buildings, represented by NBC, RUD, and IS curves, exhibit superior damping capacity, with steady and higher increases in damping values, particularly the RUD curve, which reaches the maximum (40 kNm). In contrast, non-code-compliant buildings, represented by NES1 to NES6, show lower and inconsistent damping performance, with several curves plateauing at early stages, indicating limited energy dissipation capacity. This contrast underscores the critical importance of code-compliant design standards in enhancing the seismic resilience of buildings, as non-code-compliant structures demonstrate significantly lower hysteretic damping, making them more vulnerable to seismic forces.

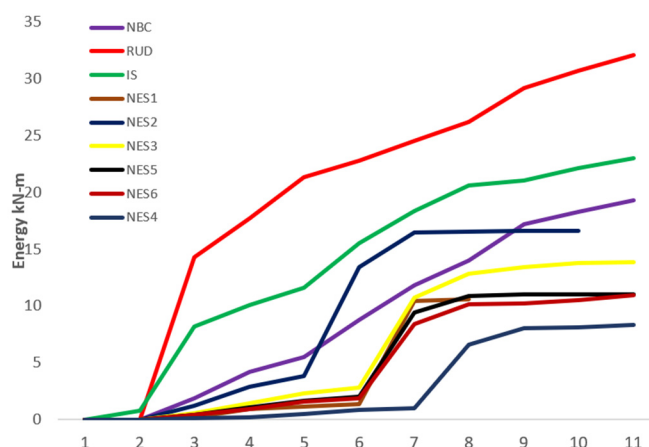


Figure 10. NHD for the proposed model

Source: compiled by B.K. Bohara

4. Conclusion

This study evaluates the seismic vulnerability of code-compliant and non-code-compliant RC buildings using NPA, yielding mapping and seismic response modification factors. The following key scientific findings were obtained from the study:

1. The fundamental time periods of non-code-compliant structures, especially NES4, are greater than those predicted by code-based models, suggesting increased flexibility and possible susceptibility to seismic forces. The increased base shear values seen in NES1–NES3 underscore the effects of structural irregularities and loss of stiffness.

2. NPA reveals that code-compliant buildings (especially RUD and IS models) exhibit higher base shear capacity, ductility, and overstrength factors, ensuring better seismic performance. Code-compliant buildings consistently demonstrate superior performance across all seismic parameters. In particular, the RUD model exhibits the highest base shear capacity, ductility, overstrength factor, and NHD capacity, reflecting robust energy dissipation and structural redundancy.

3. Yield mapping analysis indicates that columns in non-compliant buildings experience premature failure, while code-compliant models demonstrate the expected “strong column–weak beam” behavior.

4. NHD analysis further supports these findings, showing higher damping capacity in code-compliant models, particularly RUD (40 kNm), while non-code-compliant structures exhibit inconsistent damping, reducing seismic energy absorption.

5. The study confirms that updated NBC 205:2024 RUD provides improved seismic resilience in RC buildings.

6. The broader implication of these findings is the need for regulatory intervention in seismic-prone regions Darchula, Nepal. Local governments, engineers, and builders must collaborate to ensure stricter enforcement of building codes, capacity-building for local masons, and the promotion of affordable, earthquake-resistant technologies suitable for hillside terrains.

References

1. Chaulagain H., Gautam D., Rodrigues H. Revisiting major historical earthquakes in Nepal: Overview of 1833, 1934, 1980, 1988, 2011, and 2015 seismic events. *Impacts and Insights of the Gorkha Earthquake*. 2018:1–17. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-812808-4.00001-8>
2. Mishra A.K. Structural Features for Earthquake-Resistant Load-Bearing Residential Buildings in Nepal. *Journal of Advanced Research in Geo Sciences & Remote Sensing*. 2019;6(1):1–16. <https://doi.org/10.24321/2455.3190.201901>
3. Adhikari R.K., D’Ayala D. 2015 Nepal earthquake: seismic performance and post-earthquake reconstruction of stone in mud mortar masonry buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2020;18(8):3863–3896. <https://doi.org/10.1007/S10518-020-00834-Y> EDN: LXVUEU

4. Poudel H.R., Chaulagain H. The Jajarkot Earthquake: Revealed the Vulnerability of Load Bearing Structures in Western Nepal. *Himalayan Journal of Applied Science and Engineering*. 2024;5(1):1–22. <https://doi.org/10.3126/hijase.v5i1.68334> EDN: JXSHQX
5. Gautam D., Chaulagain H. Structural performance and associated lessons to be learned from world earthquakes in Nepal after 25 April 2015 (MW 7.8) Gorkha earthquake. *Engineering Failure Analysis*. 2016;68:222–243. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2016.06.002>
6. Tremblay R., Bruneau M., Nakashima M., Prion H.G.L., Filiatrault M., DeVall R. Seismic design of steel buildings: lessons from the 1995 Hyogoken Nanbu earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 1993;23(3):727–756. <https://doi.org/10.1139/196-885>
7. Dutta S.C., Mukhopadhyay P.S., Saha R., Nayak S. 2011 Sikkim earthquake at eastern himalayas: Lessons learnt from performance of structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2015;75:121–129. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.03.020>
8. Khanal B., Chaulagain H. Seismic elastic performance of L-shaped building frames through plan irregularities. *Structures*. 2020;27:22–36. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.05.017> EDN: CZBTQC
9. Jereen A.T., Anand S., Issac B.M. Seismic evaluation of buildings with plan irregularity. *Applied Mechanics and Materials*. 2017;857:225–230. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/amm.857.225>
10. Bohara B.K., Ganaie K.H., Saha P. Effect of position of steel bracing in L-shape reinforced concrete buildings under lateral loading. *Research on Engineering Structures & Material*. 2022;8(1):155–177. Available from: <https://jresm.org/wp-content/uploads/resm2021.295st0519.pdf> (accessed: 12.01.2025)
11. Varum H., Dumaru R., Furtado A., Barbosa A.R., Gautam D., Rodrigues H. Seismic performance of buildings in Nepal after the Gorkha earthquake. *Impacts and Insights of the Gorkha Earthquake*. 2018;47–63. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-812808-4.00003-1>
12. Gautam D., Bhetwal H., Rodrigues K.K., Neupane P., Sanada Y. Observed damage patterns on buildings during 2015 Gorkha (Nepal) Earthquake. *Proceedings of the 14th International Symposium on New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asia*. 2015;10:29–31. Available from: <https://scholar.google.com/scholar?oi=bibs&cluster=10419973631905408764&btnI=1&hl=en> (accessed: 12.01.2025)
13. Duwadi S., Pradhan P.M. Retrofitting design of Kathmandu university staff QUARTER BLOCK 32 ‘A’ after Gorkha earthquake 2015. *International Conference on Earthquake Engineering and Post Disaster Reconstruction Planning*, 24-26 April 2016, Bhaktapur, Nepal, 2016. ISSN 2505 – 0737
14. Pokharel A.R., Joshi B.R. Impact of variation orders on construction project cost: A case study of land pooling project at Kathmandu of Ichangu Narayan, Nepal. *Saudi Journal of Engineering and Technology*. 2020;05(05):203–230. <https://doi.org/10.36348/sjet.2020.v05i05.003> EDN: HEVMHP
15. Ahmad N., Shahzad A., Ali Q., Rizwan M., Khan A.N. Seismic fragility functions for code compliant and non-compliant RC SMRF structures in Pakistan. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2018;16. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0377-x> EDN: HBSGHN
16. Bohara B.K. Study of Common Construction Practices and Structural Defects in RC Buildings in Darchula District Far-Western Nepal. *Far Western Review*. 2023;1(2):117–137. <https://doi.org/10.3126/fwr.v1i2.62137> EDN: WOGKER
17. Mushina W., Alewi H., Mushina J. The effect of vertical aspect ratio of RC Structures on the Performance Levels using Pushover Analysis. *Disaster Advances*. 2023;16(7):42–49. <https://doi.org/10.25303/1607da042049> EDN: VVTNMF
18. Chapagain K., Chaulagain H. Seismic Fragility Analysis of Existing Old Newari Brick Masonry Building in Pokhara Valley. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2024;20(2):120–133. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2024-20-2-120-133> EDN: JNAYFF
19. Mwafy A.M., Elnashai A.S. Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. *Engineering Structures*. 2001;23(5):407–424. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(00\)00068-7](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(00)00068-7)
20. Ghaffarzadeh H., Maheri M.R. Mechanical compression release device in steel bracing system for retrofitting RC frames. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. 2006;5:151–158. <https://doi.org/10.1007/s11803-006-0626-x>
21. Bohara B.K. Ductility, R_{μ} , and overstrength factors for V braced reinforced concrete buildings. *International Journal of Structural and Construction Engineering*. 2022;16(3):101–105. Available from: <https://scholar.google.com/citations?user=7rXbhFAAAAAJ&hl=en> (accessed: 12.01.2025)
22. Tamboli K., Amin J.A. Evaluation of response reduction factor and ductility factor for RC braced frame. *Journal of Materials and Engineering Structures*. 2015;2(3):120–129. Available from: <https://core.ac.uk/download/pdf/143976571.pdf> (accessed: 12.01.2025)
23. Tapia-Hernandez E., Garcia-Carrera S. Inelastic response of ductile eccentrically braced frames. *Journal of Building Engineering*. 2019;26:100903. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2019.100903>
24. Design R., With O.F.R., Energy H., Devices D., Soft I.N. *Resilient Design of Rc-Buildings with Hysteretic Energy*. 2020. Available from: <https://scholar.google.com/scholar?oi=bibs&cluster=10884261233381155935&btnI=1&hl=en> (accessed: 12.01.2025)