

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА ИНЖЕНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ

2021 Том 17 № 4

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-4

<http://journals.rudn.ru/structural-mechanics> (открытый доступ)

Обзорно-аналитический и научно-технический журнал
Издается с 2005 г.

Свидетельство о регистрации СМИ ПИ № ФС 77-19706 от 13 апреля 2005 г.

выдано Федеральной службой по надзору за соблюдением законодательства в сфере массовых коммуникаций и охране наследия

Учредитель: Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования «Российский университет дружбы народов»

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

Периодичность: 6 выпусков в год.

Языки: русский, английский.

Журнал индексируют: РИНЦ, RSCI, Cyberleninka, DOAJ, EBSCOhost, Google Scholar, Ulrich's Periodicals Directory, WorldCat, Dimensions.

Включен в Перечень ведущих научных журналов и изданий ВАК при Минобрнауки России по группе научных специальностей 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения, 05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения, 05.23.17 – Строительная механика.

Обзорно-аналитический и научно-технический журнал «*Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*» знакомит читателей с достижениями отечественных и зарубежных ученых в области геометрии пространственных конструкций, сопротивления материалов, строительной механики, теории упругости и расчета строительных и машиностроительных конструкций, освещает вопросы научно-технического прогресса в строительстве и машиностроении, публикует аналитические обзоры по теме журнала.

Сайт журнала содержит полную информацию о журнале, его редакционной политике и этических принципах, требования к подготовке и условия публикации статей, а также полные выпуски журнала с 2008 г. (в рамках политики свободного доступа).

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ

ГЛАВНЫЙ РЕДАКТОР

Рычкова М.И., канд. техн. наук, РУДН, Москва, Россия

ЗАМЕСТИТЕЛИ ГЛАВНОГО РЕДАКТОРА

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

ОТВЕТСТВЕННЫЙ РЕДАКТОР

Мамиева И.А., РУДН, Москва, Россия

ЧЛЕНЫ РЕДАКЦИОННОЙ КОЛЛЕГИИ:

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

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

Баженов В.А., акад. НАПН, д-р техн. наук, проф., КНУСА, Киев, Украина

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

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

Зверев Е.М., д-р техн. наук, проф., ИПМ РАН, Москва, Россия

Иванов С.П., д-р техн. наук, проф., ПГТУ (ВолгаТех), Йошкар-Ола, Россия

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

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

Колчунов В.И., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ЮЗГУ, Курск, Россия

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

Лисичкин С.Е., д-р техн. наук, ООО «ИЦСКТЭ», Москва, Россия

Ляхович Л.С., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ТГАСУ, Томск, Россия

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

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

Санжаровский Р.С., д-р техн. наук, проф., ЕНУ им. Гумилева, Астана, Казахстан

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

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

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

СОДЕРЖАНИЕ

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Луговойцев Е.А. Обоснование разработки и применения программ экспресс-оценки автодорожных мостов при пропуске по ним тяжеловесных транспортных средств 315

Ханов Н.В., Пащенко Ф.А. Напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций подпорных стен ЛН-1 и ЛН-2 Загорской ГАЭС с учетом раскрытия межблочных швов и образования вторичных трещин 324

АНАЛИТИЧЕСКИЕ И ЧИСЛЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ

Кужахметова Э.Р. Исследование напряженно-деформированного состояния набивной монолитной железобетонной конусообразной сваи с щебневыми боковыми и нижними образованиями 335

Медведский А.Л., Мартиросов М.И., Хомченко А.В., Дедова Д.В. Численный анализ поведения трехслойной панели с сотовым наполнителем при наличии дефектов под действием динамической нагрузки 357

Chaulagain H., Giri R. Study on overstrength and ductility of reinforced concrete building with different infill through nonlinear analysis (Исследование сверхпрочности и пластичности железобетонного здания с различным заполнением с помощью нелинейного анализа) 366

СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

Cajamarca-Zuniga D., Luna S. Influence of the concrete strength and the type of supports on the stress-strain state of a hyperbolic paraboloid shell footbridge structure (Влияние прочности бетона и типа опор на напряженно-деформированное состояние гиперболической параболоидной оболочки для конструкции пешеходного моста) 379

Чернов Ю.Т., Кбейли Д. Оценка сейсмических сил при измененных в процессе колебаний конструктивных схемах 391

ГЕОМЕТРИЯ СРЕДИННЫХ ПОВЕРХНОСТЕЙ ОБОЛОЧЕК

Иванов В.Н. Эпигипоциклоиды и эпигипоциклические поверхности с произвольной базовой кривой 404

РАСЧЕТ ТОНКИХ УПРУГИХ ОБОЛОЧЕК

Турикова Е.М., Ershov M.E. Trial design of umbrella type shell structures (Предварительное вариантное проектирование конструкций в виде оболочек зонтичного типа) 414

ДИНАМИКА КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Мкртычев О.В., Новожилков Ю.В., Савенков А.Ю. Воздействие тяжелого предмета на подземное сооружение при падении на поверхность грунта 425

Редактор Ю.А. Заикина

Дизайн обложки: Ю.Н. Ефремова

Компьютерная верстка: Ю.А. Заикина

Адрес редакции:

Российский университет дружбы народов
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 23.12.2021. Выход в свет 30.12.2021. Формат 60×84/8.

Бумага офсетная. Печать офсетная. Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 14,88. Тираж 250 экз. Заказ № 764. Цена свободная.

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

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

© Российский университет дружбы народов, 2021
© Вовченко В.В., фото на обложке
(Музей Мирового океана, Калининград, Россия), 2021

STRUCTURAL MECHANICS OF ENGINEERING CONSTRUCTIONS AND BUILDINGS

2021 VOLUME 17 No. 4

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-4

<http://journals.rudn.ru/structural-mechanics> (Open Access)

Founded in 2005

by Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University)

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, EBSCOhost, 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.

Review-and-analytic and 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, illumines 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

Marina I. Rynkovskaya, PhD of Technical Science, RUDN University, Moscow, Russia

ASSISTANT EDITORS-IN-CHIEF

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

MANAGING EDITOR

Iraida A. Mamieva, RUDN University, Moscow, Russia

MEMBERS OF EDITORIAL BOARD:

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

Vladimir I. Andreev, chairman, member of the RAACS, DSc, Professor, NRU MGSU, Moscow, Russia

Viktor A. Bazhenov, member of the NAES of Ukraine, DSc, Professor, KNUCA, Kiev, Ukraine

Sergey P. Ivanov, DSc, Professor, VSUT (Volga Tech), Yoshkar-Ola, Russia

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

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

Vitaliy I. Kolchunov, member of the RAACS, DSc, Professor, SWSU, Kursk, Russia

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

Sergey E. Lisichkin, DSc, Scientific Research Institute of Energy Structures, Moscow, Russia

Leonid S. Lyakhovich, member of the RAACS, DSc, Professor, TSUAB, Tomsk, Russia

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

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

Rudolf S. Sanjarovsky, DSc, Professor, L.N. Gumilyov ENU, Astana, Kazakhstan

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

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

Alex Yevkin, DSc, Professor, independent scientist, Toronto, Canada

Evgeniy M. Zveryaev, DSc, Professor, KIAM RAS, Moscow, Russia

CONTENTS

ANALYSIS AND DESIGN OF BUILDING STRUCTURES

- Lugovtsev E.A.* Justification of the development and application of express assessment programs for road bridges when heavy vehicles pass through them 315
- Khanov N.V., Pashchenko F.A.* Stress-strain state of reinforced concrete structures of the LN-1 and LN-2 retaining walls of Zagorskaya PSPP taking into account the opening of interblock joints and the formation of secondary cracks 324

ANALYTICAL AND NUMERICAL METHODS OF ANALYSIS OF STRUCTURES

- Kuzhakhmetova E.R.* Research of stress-deformed state of the rammed monolithic reinforced concrete cone-shaped piles with side and bottom forms from crushed stones 335
- Medvedskiy A.L., Martirosov M.I., Khomchenko A.V., Dedova D.V.* Numerical analysis of the behavior of a three-layer honeycomb panel with interlayer defects under action of dynamic load 357
- Chaulagain H., Giri R.* Study on overstrength and ductility of reinforced concrete building with different infill through nonlinear analysis 366

SEISMIC RESISTANCE

- Cajamarca-Zuniga D., Luna S.* Influence of the concrete strength and the type of supports on the stress-strain state of a hyperbolic paraboloid shell footbridge structure 379
- Chernov Yu.T., Qbaily J.* Evaluation of seismic forces under modified structural schemes in the process of vibrations 391

GEOMETRY OF MIDDLE SURFACES OF SHELLS

- Ivanov V.N.* Epihypocurves and epihypocyclic surfaces with arbitrary base curve 404

ANALYSIS OF THIN ELASTIC SHELLS

- Tupikova E.M., Ershov M.E.* Trial design of umbrella type shell structures 414

DYNAMICS OF STRUCTURES AND BUILDINGS

- Mkrtychev O.V., Novozhilov Yu.V., Savenkov A.Yu.* The impact of heavy object on an underground structure when falling onto the ground surface 425

Copy Editor Iu.A. Zaikina
Graphic Designer Iu.N. Efremova
Layout Designer Iu.A. Zaikina

Address of the Editorial Board:

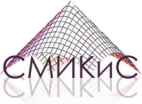
Peoples' Friendship University of Russia
6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation; tel./fax: +7 (495) 955-08-28; e-mail: stmj@rudn.ru; i_mamieva@mail.ru

Printing run 250 copies. Open price

Peoples' Friendship University of Russia
6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation

Printed at Publishing House of RUDN University
3 Ordzhonikidze St, Moscow, 115419, Russian Federation

© Peoples' Friendship University of Russia, 2021
© Vovchenko V.V., photo on the cover of the journal
(Museum of the World Ocean, Kaliningrad, Russia), 2021



РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ANALYSIS AND DESIGN OF BUILDING STRUCTURES

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-4-315-323

УДК 624.21

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Обоснование разработки и применения программ экспресс-оценки автодорожных мостов при пропуске по ним тяжеловесных транспортных средств

Е.А. Луговцев

Военный учебно-научный центр Сухопутных войск «Общевойсковая академия Вооруженных Сил Российской Федерации», Москва, Российская Федерация

✉ Lugovea@mail.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 17 февраля 2021 г.

Доработана: 08 июня 2021 г.

Принята к публикации: 22 июля 2021 г.

Для цитирования

Луговцев Е.А. Обоснование разработки и применения программ экспресс-оценки автодорожных мостов при пропуске по ним тяжеловесных транспортных средств // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 4. С. 315–323 <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-315-323>

Аннотация. Приводятся теоретические предпосылки для обоснования разработки двух программ экспресс-оценки автодорожных мостов для быстрого определения возможности пропуска тяжеловесных транспортных средств по автодорожным мостовым сооружениям разрезной и неразрезной системы, из дерева, металла, сталежелезобетона, железобетона с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой, по измеряемому углу поворота их опорных сечений, с учетом их фактического эксплуатационного состояния. В программах реализован экспериментально-аналитический метод оценки технического состояния автодорожных мостов по безотказности. Раскрыты особенности, условия применения, положительные и отрицательные стороны каждого варианта программы. Создание двух вариантов программ обусловлено, с одной стороны, необходимостью обеспечения безопасности водителя транспортного средства и мостового сооружения, а с другой стороны – необходимостью обеспечения гарантии возможности безопасного пропуска тяжеловесных транспортных средств, как по условиям несущей способности пролетных строений, так и несущей способности опор автодорожных мостов с учетом их фактического эксплуатационного состояния. Обе разработанные программы расчета реализованы с использованием персонального компьютера и получены свидетельства о государственной регистрации программ на ЭВМ. Разработанные программы будут использоваться в составе модернизированного измерительного комплекса ИК-АМ.

Ключевые слова: мост, пролетное строение, прогиб, тяжеловесное транспортное средство, изгибная жесткость, частота собственных колебаний, программа расчета, экспресс-оценка

Луговцев Евгений Анатольевич, кандидат технических наук, доцент, докторант кафедры дорог, мостов и переправ, Военный учебно-научный центр Сухопутных войск «Общевойсковая академия Вооруженных Сил Российской Федерации», Российская Федерация, 119121, Москва, пр-д Девичьего Поля, д. 4; eLIBRARY SPIN-код: 8843-6213; Lugovea@mail.ru

© Луговцев Е.А., 2021

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

Justification of the development and application of express assessment programs for road bridges when heavy vehicles pass through them

Evgeny A. Lugovtsev

Military Training and Research Center of Land Forces “Combined Arms Academy of the Armed Forces of the Russian Federation”,
Moscow, Russian Federation

✉ Lugovea@mail.ru

Article history

Received: February 17, 2021

Revised: June 08, 2021

Accepted: July 22, 2021

For citation

Lugovtsev E.A. Justification of the development and application of express assessment programs for road bridges when heavy vehicles pass through them. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(4):315–323. (In Russ.)
<http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-315-323>

Abstract. The theoretical prerequisites for justifying the development of two rapid assessment programs for road bridges to quickly determine the possibility of passing heavy vehicles on road bridge structures of a split and non-split system, made of wood, metal, steel-reinforced concrete, reinforced concrete with stressed and non-stressed reinforcement, according to the measured angle of rotation of their support sections, taking into account their actual operational condition, are presented. The programs implemented an experimental and analytical method for assessing the technical condition of road bridges for reliability. The features, conditions of application, positive and negative aspects of each version of the program are revealed. The creation of two variants of programs is due to, on the one hand, the need to ensure the safety of the driver of the vehicle and the bridge structure, and on the other hand, the need to guarantee the possibility of safe passage of heavy vehicles, both under the conditions of the load-bearing capacity of superstructures and the load-bearing capacity of road bridge supports, taking into account their actual operational condition. Both developed calculation programs were implemented by using a personal computer and certificates of state registration of computer programs were obtained. The developed programs will be used as part of the modernized IR-AM measuring complex.

Keywords: bridge, superstructure, deflection, heavy vehicle, bending stiffness, natural vibration frequency, calculation program, express assessment

Введение

В результате проведенных исследований в [1; 2] предложен и опубликован способ быстрого определения возможности безопасного пропуска тяжеловесных транспортных средств по автодорожным мостовым сооружениям с учетом их фактического эксплуатационного состояния по измеряемому углу поворота их опорных сечений.

Для применения этого способа разработаны два варианта программ с использованием:

- 1) макета тяжеловесного транспортного средства с его реальной полной массой и распределением ее по осям той же колесной формулы;
- 2) эталона транспортного средства существенно меньшей массы и иной колесной формулы с базой менее 6 м.

Создание двух вариантов программ обусловлено необходимостью обеспечения, с одной стороны, безопасности водителя транспортного средства и мостового сооружения; с другой стороны – гарантии безопасного пропуска тяжеловесных транспортных средств, как по условиям несущей способности пролетных строений, так и несущей способности опор автодорожных мостов с учетом их фактического эксплуатационного состояния.

Теоретические предпосылки для обоснования разработки двух программ экспресс-оценки автодорожных мостов

В [1] получена строгая зависимость прогиба f в середине пролетов от величины пролетов l и тангенса угла наклона их исходных опорных сечений от воздействия пропускаемых нагрузок для случаев загрузки любой произвольной нагрузкой в следующем виде:

Evgeny A. Lugovtsev, Ph.D., Associate Professor, doctoral student of the Department of Roads, Bridges and Crossings, Military Training and Research Center of Land Forces “Combined Arms Academy of the Armed Forces of the Russian Federation”, 4 Devich'ego Polya Proezd, Moscow, 119121, Russian Federation; eLibrary PIN: 8843-6213; Lugovea@mail.ru

$$f_{\max} = \frac{l}{\pi} \operatorname{tg}\theta, \quad (1)$$

где f – прогиб пролетного строения в середине пролета, м; θ – угол наклона опорного сечения от пропускаемого транспортного средства; l – длина пролетного строения моста, м.

Зависимость напряжения в середине пролета балочного пролетного строения от любой подвижной нагрузки от относительного прогиба, относительной высоты пролетного строения и модуля упругости материала пролетного строения получена по фундаментальной связи профессора П.М. Саламахина между тремя безразмерными параметрами в [1], а коэффициент α в [2]:

$$\sigma_{\text{вр}} = \alpha \rho E \frac{fh}{l}, \quad (2)$$

где α – коэффициент, зависящий от формы поперечного сечения пролетного строения; ρ – коэффициент, зависящий от схемы его загрузки $\rho = \left(\frac{48}{5}\right) = 9,6$; E – модуль упругости, МПа; h – высота балок пролетного строения моста, м.

Коэффициент α , зависящий от формы и материала поперечного сечения, требует уточнения.

Для стальных и клееных деревянных пролетных строений с учетом особенностей их формы поперечных сечений и учета работы верхнего пояса на общее и местное действие временной нагрузки эти коэффициенты приняты 0,625 и 0,5 соответственно [3–5]. Для пролетных строений из комбинации бетона с арматурой или сталью определение коэффициентов требует специального решения.

Рассмотрим решение данной задачи применительно к железобетонным пролетным строениям с не-напрягаемой и напрягаемой арматурой. Эти две группы пролетных строений имеют одинаковое свойство: изгибающий момент в середине их пролетов воспринимается парой сил на некотором плече Z между равнодействующими в металле или арматуре в нижнем поясе и равнодействующей в бетоне в верхнем поясе поперечного сечения.

Учтем, что по физической сущности статического момента площадей, сжатой и растянутой зон рассматриваемого поперечного сечения относительно нейтральной оси [6] в рассматриваемых случаях должно выполняться следующее условие:

$$((1 - \alpha)z)F_{\text{бет}} = (\alpha z)F_{\text{арм}} \frac{E_{\text{арм}}}{E_{\text{бет}}}, \quad (3)$$

где $F_{\text{бет}}$ – площадь бетона, активно включающаяся на сжатие в сжатой зоне с центром тяжести, удаленном от нейтральной оси на расстояние $(1 - \alpha)z$; $F_{\text{арм}}$ – площадь арматуры, активно включающаяся на растяжение в растянутой зоне с центром тяжести, удаленном от нейтральной оси на расстояние αz .

Учтем также, что по условию прочности бетона при этом должно соблюдаться условие

$$F_{\text{бет}} R_{\text{бет}} = F_{\text{арм}} R_{\text{арм}}. \quad (4)$$

Из него получаем

$$F_{\text{арм}} = \frac{F_{\text{бет}} R_{\text{бет}}}{R_{\text{арм}}}. \quad (5)$$

Подставим (5) в (3) и получим

$$((1 - \alpha)z)F_{\text{бет}} = (\alpha z) \frac{F_{\text{бет}} R_{\text{бет}}}{R_{\text{арм}}} \cdot \frac{E_{\text{арм}}}{E_{\text{бет}}}. \quad (6)$$

После сокращения на $F_{\text{бет}}$ и Z получаем

$$(1 - \alpha) = \alpha \frac{R_{\text{бет}}}{R_{\text{арм}}} \cdot \frac{E_{\text{арм}}}{E_{\text{бет}}}. \quad (7)$$

Таким образом, для определения строгого значения α , только по физико-механическим характеристикам материалов пролетного строения, без наличия данных об их размерах, имеем

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{R_{\text{бет}}}{R_{\text{арм}}} \cdot \frac{E_{\text{арм}}}{E_{\text{бет}}}}. \quad (8)$$

В [1] получена формула для определения реальной изгибной жесткости EI пролетного строения в середине пролета по известным значениям изгибающего момента от временной нагрузки в середине пролета, величине пролета и прогибу в середине пролета:

$$EI = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_{\text{вр}} l^2}{f}. \quad (9)$$

Вычисленная жесткость представляет собой характеристику поперечного сечения пролетного строения с учетом его фактического эксплуатационного состояния.

Используя жесткость пролетного строения с учетом его фактического эксплуатационного состояния, представляется возможность определить момент инерции:

$$I_{\text{пс}} = \frac{EI}{E_{\text{пс}}}. \quad (10)$$

Зная момент инерции и используя коэффициент α , возможно определить момент сопротивления для нижней (11) и верхней (12) кромок пролетного строения:

$$W_{\text{пс}} = \frac{I_{\text{пс}}}{\alpha h}, \quad (11)$$

$$W_{\text{пс}} = \frac{I_{\text{пс}}}{(1 - \alpha)h}. \quad (12)$$

Быстрое определение погонной нагрузки $g_{\text{св}}$ от собственного веса пролетного строения предложено в [2] на основе формул для частоты собственных колебаний балочных пролетных строений [7]:

$$q_{св} = g \frac{\gamma_i^4 EI}{4\lambda_i^2 \pi^2 l^4}, \quad (13)$$

где λ_i – частота, соответствующая i -той форме колебаний, Гц; EJ – жесткость пролетного строения; γ_i – корни характеристического уравнения; g – ускорение свободного падения.

Предложенный способ является оперативным и может давать погрешности. Практика показывает, что частоты собственных колебаний имеют значительный разброс даже для железобетонных пролетных строений, изготовленных по одному типовому проекту [8]. Например, в [9] показано насколько сильно собственные частоты колебаний зависят от температуры. Однако ввиду простоты и доступности метода вибродиагностики по низшим формам колебаний исследования в этом направлении продолжаются [10–12]. За рубежом методы вибродиагностики также находят применение [13–15].

Изгибающий момент от собственного веса и временной нагрузки определяется с учетом коэффициента неразрезности предложенного в [2]:

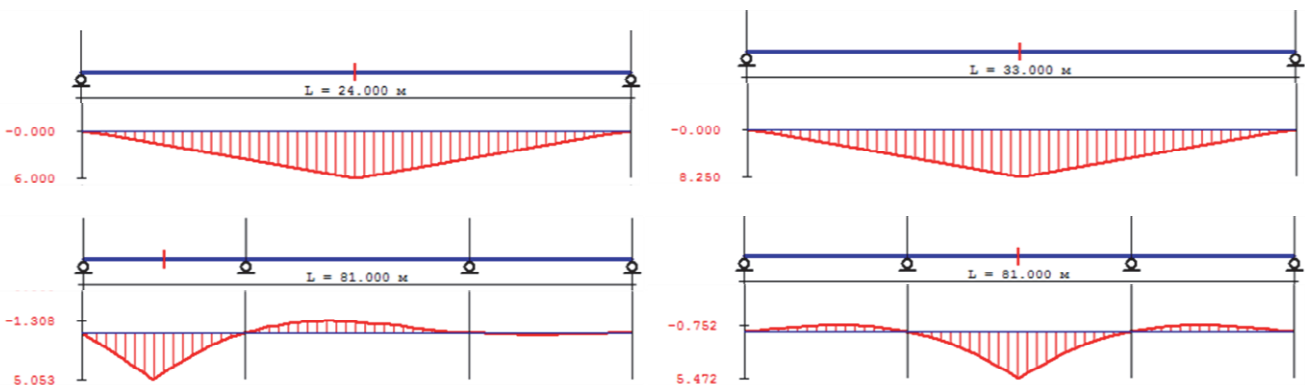
$$M_{св} = \frac{\beta q_{св} l^2}{8}, \quad (14)$$

$$M_{вр} = \beta \Omega_M q_{вр}, \quad (15)$$

где β – коэффициент неразрезности; $q_{св}$ – погонный вес пролетного строения, кг/м; Ω_M – площадь линии влияния изгибающего момента, м².

Его численное значение получено при сопоставлении ординат линий влияния изгибающих моментов в середине разрезных пролетов, в средних пролетах неразрезных многопролетных строениях при их шарнирном опирании на соответствующие опоры без защемления на них.

Сопоставим линии влияния изгибающего момента в середине пролета для разрезного пролетного строения с пролетом 24, 33, 42 м и неразрезного для середины первого (крайнего) и второго (среднего) пролета с соответствующими пролетами (рисунок).



Линии влияния изгибающего момента в разрезных и неразрезных пролетных строениях
Influence lines of bending moment in simple and continuous superstructures

Результаты сравнения максимальных ординат позволили получить коэффициенты неразрезности (таблица).

Таким образом, значение коэффициента неразрезности β с погрешностью не более 3 % принимаем:

- для разрезных пролетных строений – 1;
- неразрезных на одной опоре (первый и последний пролет) – 0,84;
- неразрезных на двух опорах (средний пролет) – 0,68.

Значения максимальных ординат изгибающего момента и коэффициента неразрезности

№ п/п	Исследуемый фактор (схема моста)	Пролет, м	Разрезное ПС	Значение расчетного фактора						
				Неразрезные пролетные строения						
				3 пролета		4 пролета		5 пролетов		
1-й	2-й	1-й	2-й	1-й	2-й	3-й				
1	Максимальная ордината изгибающего момента, м (24 + 33 ... + 24)	24	6	5,05		5,06		5,06		
		33	8,25		5,47		5,55		5,55	5,62
2	Коэффициент неразрезности β (24 + 33 ... + 24)		1	0,84	0,66	0,84	0,67	0,84	0,67	0,68
3	Максимальная ордината изгибающего момента, м (33 + 42 ... + 33)	33	8,25	6,9		6,91		6,91		
		42	10,5		7,06		7,11		7,11	7,16
4	Коэффициент неразрезности β (33 + 42 ... + 33)		1	0,84	0,67	0,84	0,68	0,84	0,68	0,68

Table

The values of the maximum bending moment ordinates and the continuity coefficient

No	The factor under study (bridge diagram)	Span, m	Split superstructure	The value of the calculation factor						
				Continuous superstructures						
				3 spans		4 spans		5 spans		
1st	2nd	1st	2nd	1st	2nd	3rd				
1	Maximum bending moment ordinate, m (24 + 33 ... + 24)	24	6	5.05		5.06		5.06		
		33	8.25		5.47		5.55		5.55	5.62
2	The coefficient of continuity β (24 + 33 ... + 24)		1	0.84	0.66	0.84	0.67	0.84	0.67	0.68
3	Maximum bending moment ordinate, m (33 + 42 ... + 33)	33	8.25	6.9		6.91		6.91		
		42	10.5		7.06		7.11		7.11	7.16
4	The coefficient of continuity β (33 + 42 ... + 33)		1	0.84	0.67	0.84	0.68	0.84	0.68	0.68

Для упрощения расчета нагрузка от макета тяжеловесного транспортного средства или эталона приводится к равномерной эквивалентной погонной нагрузке q , с длиной базы s и удалении равнодействующей нагрузки от первой его оси c_0 .

$$q_{\text{вп}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{s}; \quad (16)$$

$$s = \sum_n DP_{n-1,n}; \quad (17)$$

$$c_0 = \frac{P_2 DP_{12} + P_3 (DP_{12} + DP_{23}) + P_n \left(\sum_n DP_{mn} \right)}{\sum_n P_i}, \quad (18)$$

где P_i – нагрузка на i -тую ось, кгс; s – расстояние от первой до последней оси транспортного средства, м; DP_{mn} – расстояние между смежными осями транспортного средства, м; n – количество осей транспортного средства, шт.

Приведенные теоретические предпосылки использованы для разработки экспериментально-аналитического метода оценки технического состояния автодорожных мостов по безотказности [16]. Метод реализован в двух программах экспресс-оценки технического состояния автодорожных мостов разрезной и неразрезной системы, из дерева, металла, сталежелезобетона, железобетона с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой по измеряемому углу поворота их опорных сечений, с учетом их фактического эксплуатационного состояния.

Особенности и условия применения разработанных программ

Рассмотрим особенности и условия применения вариантов разработанных программ экспресс-оценки автодорожных мостов.

Представленные теоретические предпосылки позволили разработать два варианта программы быстрого экспериментального определения возможности безопасного пропуска тяжеловесных транспортных средств по автодорожным мостовым сооружениям с учетом их фактического эксплуатационного состояния.

Первый вариант программы – с использованием макета тяжеловесного транспортного средства с его реальными полной массой и распределением ее по осям, той же колесной формулы³.

На каждом шаге движения макета реальной нагрузки определяется угол поворота опорного сечения от его воздействия, по которому вычисляется прогиб в середине пролета и сравнивается с допустимым по СП35.13330.2011.

В зависимости от расположения нагрузки на пролетном строении определяются площадь линии влияния изгибающего момента в середине пролета под погонной равномерно распределенной нагрузкой от макета и вычисляются от него изгибающий момент и поперечная сила на каждом шаге движения макета.

Также вычисляются максимальные значения изгибающего момента и поперечной силы от собственного веса пролетного строения.

Затем от совместного действия макета и собственного веса пролетного строения вычисляются напряжения в кромках балок пролетного строения и производится их сравнение с возможными их значениями.

Расчетные сопротивления материала пролетного строения определяются по ОДМ 218.4.025–2016. Допустимые значения поперечной силы для железобетонных пролетных строений определяются по ОДМ 218.4.026–2016.

Если условия прочности по первому и второму предельному состоянию не выполняются на любом шаге движения макета, то подается команда на остановку макета транспортного средства.

Второй вариант программы – с использованием эталона транспортного средства существенно меньшей массы и иной колесной формулы с базой менее 6 м⁴.

Отличие в расчете в этом варианте программы от первого варианта заключается в том, что измерение углов поворота опорного сечения и последующий расчет жесткости пролетного строения, с учетом его фактического эксплуатационного состояния, выполняется только один раз при установке эталона транспортного средства в самое невыгодное положение. А проверка условий прочности выполняется аналитически только от воздействия реального тяжеловесного транспортного средства.

Заключение

Разработанные программы расчета реализованы автором с использованием персонального компьютера.

Использование первого варианта программы позволяет гарантировать возможность безопасного пропуска тяжеловесных транспортных средств, как по условиям прочности пролетных строений,

³ Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2021619487 Российская Федерация. Имитационная модель определения возможности безотказного пропуска сверхтяжелого транспортного средства по автодорожным мостовым сооружениям с использованием его грузомакета / Е.А. Луговцев, В.П. Герасименя, П.М. Саламахин; заявитель ВУНЦ СВ «ОБА ВС РФ». № 2021618684; заявл. 04.06.2021; опубл. 10.06.2021.

⁴ Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2021619488 Российская Федерация. Аналитическая модель определения возможности безотказного пропуска сверхтяжелого транспортного средства по автодорожным мостовым сооружениям с использованием эталона с базой менее 6 м / Е.А. Луговцев, В.П. Герасименя, П.М. Саламахин; заявитель ВУНЦ СВ «ОБА ВС РФ». № 2021618714; заявл. 04.06.2021; опубл. 10.06.2021.

так и по несущей способности опор автодорожных мостов, с учетом их фактического эксплуатационного состояния.

В качестве недостатков следует отметить необходимость использования макета тяжеловесного транспортного средства полной массы и одинаковой колесной формулы, что небезопасно, редко реализуемо и не всегда возможно при коротких пролетах мостовых сооружений.

Второй вариант программы обеспечивает возможность пропуска тяжеловесных транспортных средств с любыми по длине пролетами, но только по условиям прочности пролетных строений автодорожных мостов, с учетом их фактического эксплуатационного состояния, позволяет безопасно использовать любую подвижную нагрузку в виде эталона с длиной не более 6 м. Данный вариант не позволяет оценить несущую способность опор пролетных строений.

Разработанные программы будут использованы в составе модернизированного измерительного комплекса ИК-АМ, создаваемого на основе системы измерений СИ-ППМ [17] с добавлением новых компонентов.

Список литературы

1. Саламахин П.М., Луговцев Е.А. Обоснование необходимости и способа модернизации программного обеспечения измерительного комплекса для оценки грузоподъемности балочных пролетных строений автодорожных мостов // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2020. Т. 16. № 1. С. 5–12. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-1-5-13>
2. Саламахин П.М., Луговцев Е.А. Способ быстрого определения возможности пропуска сверхтяжелых транспортных средств по автодорожным балочным мостам // *Наука и техника в дорожной отрасли*. 2020. № 3. С. 28–31.
3. Нгуен М.Т. Автоматизированное проектирование неразрезных металлических пролетных строений автодорожных мостов с ортотропной плитой проезжей: дис. ... канд. техн. наук. М.: МАДИ, 2011. 155 с.
4. Нгуен М.Т. Оптимизация параметров неразрезных металлических пролетных строений автодорожных мостов с ортотропной плитой проезжей части // *Вестник МАДИ*. 2011. № 3 (26). С. 87–90.
5. Нгуен М.Т. Оптимизация параметров коробчатых металлических пролетных строений // *Наука и техника в дорожной отрасли*. 2011. № 3. С. 32–33.
6. Тимошенко С.П. Сопrotивление материалов: в 2 т. Т. 1. Элементарная теория и задачи / пер. В.Н. Федорова. М.: Физматгиз, 1960. 379 с.
7. Справочник проектировщика / под ред. А.А. Уманского М.: Госстройиздат, 1960. 1043 с.
8. Яшинов А.Н., Снежков И.И. Опыт диагностики искусственных сооружений методом малых воздействий // *Транспортные сооружения*. 2019. № 3. 23SATS319. <http://dx.doi.org/10.15862/23SATS319>
9. Слюсарь А.В., Яшинов А.Н. Моделирование железобетонных пролетных строений в конечно-элементной среде // *Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения*. 2005. № 12. С. 135–138.
10. Курбацкий Е.Н., Бондарь И.С., Квашин М.Я. Исследование отклика балочных мостов от воздействия поезда // *Мир транспорта*. 2015. Т. 13. № 3. С. 58–71.
11. Бондарь И.С. Измерение деформаций балочных пролетных строений мостов // *Мир транспорта*. 2016. № 6 (67). С. 36–51.
12. Бондарь И.С., Квашин М.Я., Косенко С.А. Диагностика и мониторинг балочных пролетных строений железнодорожных мостов // *Политранспортные системы: материалы IX Международной научно-технической конференции*. Новосибирск: Изд-во СГУПС, 2017. С. 35–43.
13. Larocca A.P.C., Schaal R.E., Santos M.C. L1 GPS as tool for monitoring the dynamic behavior of large bridges // *Global Navigation Satellite Systems – From Stellar to Satellite Navigation*. IntechOpen; 2013. Pp. 117–144. <http://dx.doi.org/10.5772/56567>
14. Koh H.-M., Chang S.P., Kim S.-K., Kim S.-Y., Kim W.J. Development and application of health monitoring system for bridge in Korea // *Proc. First Int. Conf. on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS 2002, Barcelona*, 14–17 July, 2002. Barcelona, 2002.
15. Wenzel H. Health monitoring of bridges. Chichester: John Wiley & Sons, 2009. 621 p.
16. Луговцев Е.А. Методы экспресс – оценки технического состояния автодорожных мостов по безотказности при пропуске сверхтяжелых нагрузок через водные преграды // *Вопросы оборонной техники. Серия 16: Технические средства противодействия терроризму*. 2021. № 7–8 (157–158). С. 63–69. http://dx.doi.org/10.53816/23061456_2021_7-8_63
17. Луговцев Е.А., Ерофеев М.Н. Опыт применения измерительного комплекса «Система измерений для проверки постоянных мостов» для определения возможности пропуска сверхтяжелых нагрузок // *Транспортные сооружения*. 2019. Т. 6. № 3. С. 17. <http://dx.doi.org/10.15862/19SATS319>

References

1. Salamakhin P.M., Lugovtsev E.A. Substantiation of the necessity and method of modernization of the software of the measuring complex for assessing the load capacity of girder spans of road bridges. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020;16(1):5–12. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-1-5-13>
2. Salamakhin P.M., Lugovtsev E.A. A method for quickly determining the possibility of passing super-heavy vehicles on road girder bridges. *Science and Technology in the Road Sector*. 2020;(3):28–31. (In Russ.)
3. Nguyen M.T. *Computer-aided design of continuous metal superstructures of road bridges with an orthotropic roadway plate* (dissertation of the Candidate of Technical Sciences). Moscow: MADI; 2011. (In Russ.)
4. Nguyen M.T. Optimization of parameters of continuous metal superstructures of road bridges with an orthotropic plate of the roadway. *MADI's Messenger*. 2011;3(26):87–90. (In Russ.)
5. Nguyen M.T. Optimization of parameters of box-shaped metal superstructures. *Science and Technology in the Road Industry*. 2011;(3):32–33. (In Russ.)
6. Timoshenko S.P. *Resistance of materials. Vol. 1. Elementary theory and problems* (V.N. Fedorov, transl.). Moscow: Fizmatgiz Publ.; 1960. (In Russ.)
7. Umansky A.A. (ed.) *Designer's reference guide*. Moscow: Gosstroyizdat Publ.; 1960. (In Russ.)
8. Yashnov A.N., Snejkov I.I. Experience of diagnostics of engineering structures by the method of small impacts. *Russian Journal of Transport Engineering*. 2019;(3):23SAT319. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.15862/23SAT319>
9. Slyusar A.V., Yashnov A.N. Modeling of reinforced concrete superstructures in a finite element environment. *Bulletin of the Siberian State University of Railway Communications*. 2005;(12):135–138. (In Russ.)
10. Kurbatsky E.N., Bondar I.S., Kvashin M.Ya. Investigation of the response of beam bridges from the impact of a train. *The World of Transport*. 2015;13(3):58–71. (In Russ.)
11. Bondar I.S. Measurement of deformations of girder span structures of bridges. *Mir Transport*. 2016;6(67):36–51. (In Russ.)
12. Bondar I.S., Kvashin M.Ya., Kosenko S.A. Diagnostics and monitoring of beam superstructures of railway bridges. *Polytransport Systems: Materials of the IX International Scientific and Technical Conference*. Novosibirsk: Publishing House of Siberian Transport University; 2017. p. 35–43. (In Russ.)
13. Larocca A.P.C., Schaal R.E., Santos M.C. L1 GPS as tool for monitoring the dynamic behavior of large bridges. In: *Global Navigation Satellite Systems – From Stellar to Satellite Navigation*. IntechOpen; 2013. p. 117–144. <http://dx.doi.org/10.5772/56567>
14. Koh H.-M., Chang S.P., Kim S.-K., Kim S.-Y., Kim W.J. Development and application of health monitoring system for bridge in Korea. *Proc. First Int. Conf. on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS 2002, Barcelona, 14–17 July, 2002*. Barcelona; 2002.
15. Wenzel H. *Health monitoring of bridges*. Chichester: John Wiley & Sons; 2009.
16. Lugovtsev E.A. Methods of express assessment of the technical condition of road bridges for reliability when passing superheavy loads through water barriers. *Questions of Defense Technology. Series 16: Technical Means of Countering Terrorism*. 2021;78(157–158):63–69. (In Russ.) http://dx.doi.org/10.53816/23061456_2021_7-8_63
17. Lugovtsev E.A., Erofeev M.N. Experience of application of the measuring complex “Measurement System for Testing Permanent Bridges” to determine the possibility of passing on permanent bridges of superheavy loads. *Russian Journal of Transport Engineering*. 2019;3(6):17. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.15862/19SAT319>





DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-4-324-334

УДК 620.16/17

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций подпорных стен ЛН-1 и ЛН-2 Загорской ГАЭС с учетом раскрытия межблочных швов и образования вторичных трещин

Н.В. Ханов¹ , Ф.А. Пащенко² ¹Российский государственный аграрный университет – МСХА имени К.А. Тимирязева, Москва, Российская Федерация²АО «Проектно-изыскательский и научно-исследовательский институт воздушного транспорта „ЛенАэроПроект“», Санкт-Петербург, Российская Федерация

✉ lenair@lenair.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 13 апреля 2021 г.

Доработана: 21 июля 2021 г.

Принята к публикации: 28 июля 2021 г.

Для цитирования

Ханов Н.В., Пащенко Ф.А. Напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций подпорных стен ЛН-1 и ЛН-2 Загорской ГАЭС с учетом раскрытия межблочных швов и образования вторичных трещин // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 4. С. 324–334. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-324-334>

Аннотация. *Актуальность.* Низовые подпорные стены водоприемника Загорской ГАЭС выполняют ответственную функцию защиты напорных водоводов от обрушения грунтового массива. Две из них (ЛН-2 и ЛН-3) были усилены анкерными тягами. Учитывая длительный период эксплуатации (более 25 лет) при обследованиях и натуральных наблюдениях выявлены определенные отклонения в работе. Так, на лицевой грани стен зафиксированы протяженные горизонтальные трещины (раскрытие горизонтальных межблочных швов и выход вторичных наклонных трещин на лицевую поверхность стен). Потребовалось проведение расчетных исследований напряженно-деформированного состояния низовых подпорных стен. *Цель исследования* заключалась в определении напряженно-деформированного состояния низовых подпорных стен водоприемника Загорской ГАЭС с учетом раскрытия межблочных швов и образования вторичных наклонных трещин. *Методы.* Расчет напряженно-деформированного состояния подпорных стен проводился в рамках методики численного моделирования железобетонных конструкций гидротехнических сооружений на основе конечно-элементных моделей. В конечно-элементных моделях воспроизводились конструктивные особенности подпорных стен, в том числе анкерные тяги, горизонтальные межблочные швы, фактическое армирование, вторичные наклонные трещины. *Результаты.* Получено напряженно-деформированное состояние подпорных стен. Определены напряжения в продольной и поперечной арматуре, в том числе при изменении схемы работы конструкции из-за анкерных тяг. В горизонтально поперечной арматуре зафиксированы растягивающие напряжения, превышающие предел текучести. Потребовалась разработка мероприятий по усилению низовых подпорных стен.

Ключевые слова: водоприемник, Загорская ГАЭС, низовые подпорные стены, анкерные тяги, межблочные швы, наклонные вторичные трещины, напряженно-деформированное состояние, конечно-элементные модели

Ханов Нартмир Владимирович, доктор технических наук, заведующий кафедрой гидротехнических сооружений, Институт мелиорации, водного хозяйства и строительства имени А.Н. Костякова, Российский государственный аграрный университет – МСХА имени К.А. Тимирязева, Российская Федерация, 127550, Москва, ул. Прянишникова, д. 19; ORCID: 0000-0002-5764-4734, Scopus Author ID: 6603959022, eLIBRARY SPIN-код: 4314-8184; vkhanov@yahoo.com

Пащенко Федор Александрович, генеральный директор, АО «Проектно-изыскательский и научно-исследовательский институт воздушного транспорта „ЛенАэроПроект“», Российская Федерация, 198095, Санкт-Петербург, наб. Обводного канала, д. 122, лит. Б; lenair@lenair.ru

© Ханов Н.В., Пащенко Ф.А., 2021




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

Stress-strain state of reinforced concrete structures of the LN-1 and LN-2 retaining walls of Zagorskaya PSPP taking into account the opening of interblock joints and the formation of secondary cracks

Nartmir V. Khanov¹ , Fedor A. Pashchenko² 

¹Russian State Agrarian University – Moscow Timiryazev Agricultural Academy, Moscow, Russian Federation

²JSC “LenAeroProekt”, Saint Petersburg, Russian Federation

 lenair@lenair.ru

Article history

Received: April 13, 2021

Revised: July 21, 2021

Accepted: July 28, 2021

Abstract. Relevance. The lower retaining walls of the water intake of the Zagorskaya PSPP perform the important function of protecting the pressure water conduits from the collapse of the soil mass. Two of them (LN-2 and LN-3) were reinforced with anchor rods. Considering the long period of operation (more than 25 years), certain deviations in the work during examinations and field observations were revealed. So, on the front face of the walls, extended horizontal cracks were recorded (opening of horizontal interblock joints and the emergence of secondary oblique cracks on the front surface of the walls). To carry out computational studies of the stress-strain state of the downstream retaining walls was required. *The purpose of the work* was to determine the stress-strain state of the lower retaining walls of the water intake of the Zagorskaya PSPP taking into account the opening of interblock joints and the formation of secondary oblique cracks. *Methods.* Computational studies of the stress-strain state of retaining walls were carried out within the framework of the method of numerical modeling of reinforced concrete structures of hydraulic structures based on finite element models. In finite element models, structural features of retaining walls were reproduced, including anchor rods, horizontal interblock joints, actual reinforcement, secondary oblique cracks. *Results.* The stress-strain state of the retaining walls was obtained. The stresses in the longitudinal and transverse reinforcement were determined, including when the structure was changed due to anchor rods. In horizontally transverse reinforcement, tensile stresses exceeding the yield point are recorded. It took the development of measures to strengthen the lower retaining walls.

Keywords: water intake, Zagorskaya PSPP, lower retaining walls, anchor rods, interblock joints, oblique secondary cracks, stress-strain state, finite element models

For citation

Khanov N.V., Pashchenko F.A. Stress-strain state of reinforced concrete structures of the LN-1 and LN-2 retaining walls of Zagorskaya PSPP taking into account the opening of interblock joints and the formation of secondary cracks. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(4):324–334. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-324-334>

Введение

Низовые подпорные стены водоприемника Загорской ГАЭС длительное время находятся в эксплуатации. При этом левосторонние стены ЛН-2 и ЛН-3 усилены анкерными тягами. Учитывая сезонные особенности работы анкерных тяг (в летний период они ослаблены, а в зимний период включаются в работу), эти стены претерпевают знакопеременные воздействия. В ходе натурных наблюдений и обследований были зафиксированы отклонения в работе от проектных предпосылок. Потребовалось проведение расчетных исследований напряженно-деформированного состояния (НДС) низовых подпорных стен на основе конечно-элементного моделирования.

Методы

Для исследований НДС приняты характерные конструкции подпорных стен водоприемника ЛН-1 (работающей по консольной схеме) и ЛН-2 (работающей с анкерными тягами, качественно изменяющими характер работы стен). Для определения НДС подпорных стен ЛН-1 и ЛН-2 водоприемника Загорской ГАЭС разработаны математические конечно-элементные модели. При этом учтен отечественный и зарубежный опыт численных исследований подпорных стен и стен камер шлюзов [1–13].

Nartmir V. Khanov, Doctor of Technical Sciences, Head of the Department of Hydraulic Structures, Institute of Amelioration, Water Management and Construction Named after A.N. Kostyakov, Russian State Agrarian University – Moscow Timiryazev Agricultural Academy, 19 Pryanishnikova St, Moscow, 127550, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-5764-4734, Scopus Author ID: 6603959022, eLIBRARY SPIN-код: 4314-8184; vkhanov@yahoo.com
Fedor A. Pashchenko, General Manager, JSC “LenAeroProekt”, 122B Naberezhnaya Obvodnogo Kanala, Saint Petersburg, 198095, Russian Federation; lenair@lenair.ru

В разработанных конечно-элементных моделях воспроизводились конструктивные особенности подпорных стен (горизонтальные межблочные швы, вторичные наклонные трещины, схемы армирования конструкции, анкерные тяги и др.); особенности характера действия нагрузок (включая давление воды и грунта в основании и в засыпке стен, противодействие в раскрывшихся межблочных швах и наклонных вторичных трещинах); физико-механические характеристики материалов сооружения, грунтов основания и засыпки подпорных стен и др. Схема подпорной стены с грунтовой засыпкой и грунтовыми водами представлена на рис. 1. Виды конечно-элементных моделей представлены на рис. 2 и 3.

Расчеты проводились итерационным путем. На каждом последующем этапе расчетов конечно-элементные модели корректировались с учетом полученных на предыдущих этапах результатов.

Схема моделирования противодействия воды в горизонтальном межблочном шве и в наклонной вторичной трещине показана на рис. 4.

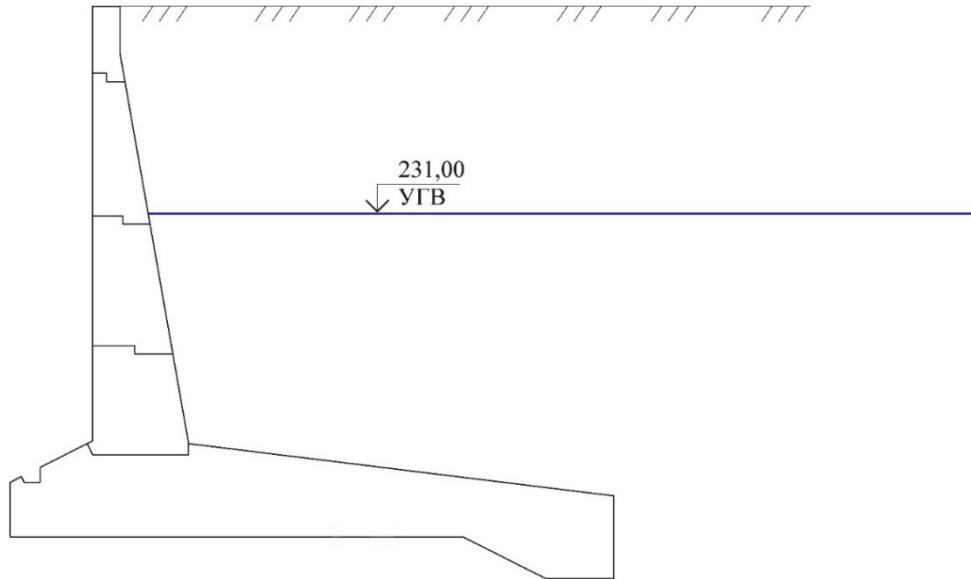


Рис. 1. Уровень грунтовой воды (на отметке 231,0 м) в обратной засыпке низовой подпорной стены водоприемника Загорской ГАЭС
Figure 1. Ground water level (at elevation 231,0 m) in the backfill of the lower retaining wall of the intake of the Zagorskaya PSHPP

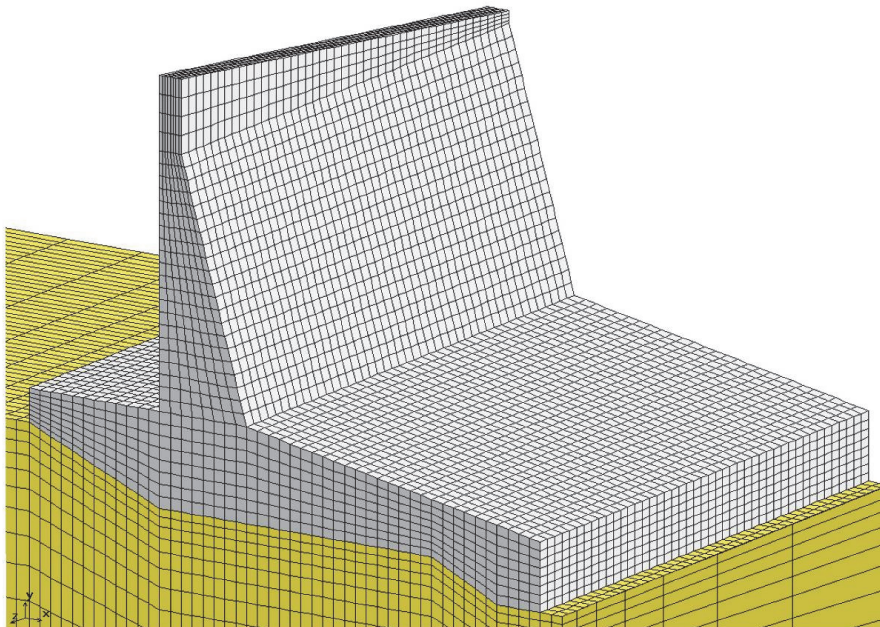


Рис. 2. Вид пространственной конечно-элементной модели подпорной стены ЛН-1
Figure 2. View of the spatial finite element model of the LN-1 retaining wall

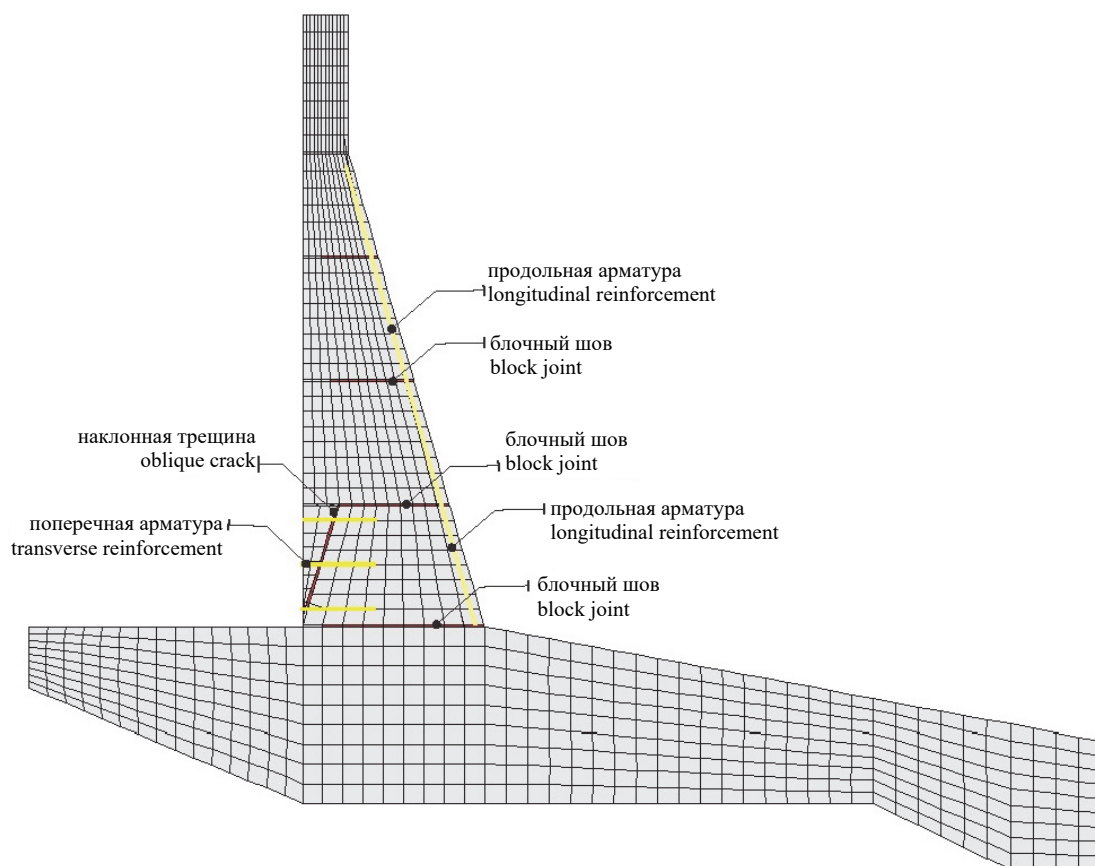


Рис. 3. Моделирование горизонтальной поперечной арматуры, пересекающей наклонную вторичную трещину
Figure 3. Modeling of the horizontal transverse reinforcement crossing an oblique secondary crack

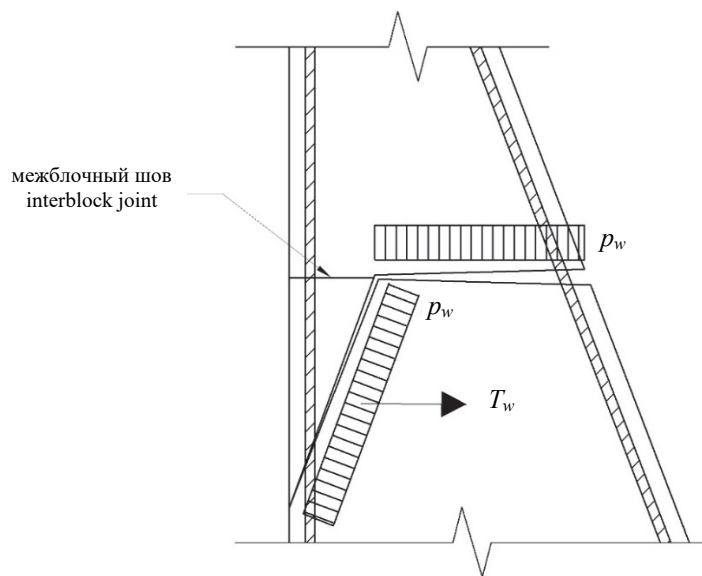


Рис. 4. Схема моделирования противодействия воды в горизонтальном межблочном шве и в наклонной вторичной трещине
Figure 4. Modeling scheme of water backpressure in a horizontal interblock joint and in an inclined secondary crack

Результаты и обсуждение

Результаты расчетов НДС подпорной стены ЛН-1 с учетом раскрытия межблочных швов. Выполненные на начальном этапе расчеты НДС в упругой постановке показали образование трещин по горизонтальным межблочным швам.

С учетом образования и раскрытия трещин по межблочным швам (а также действия противодействия воды в раскрывшихся швах) для вышеуказанных расчетных случаев получено распределение главных растягивающих напряжений в вершинах горизонтальных трещин. При этом направления главных растягивающих напряжений обозначили траектории продвижения наклонных вторичных трещин, образование и продвижение которых происходит в результате раскрытия межблочных швов.

Цветовые поля распределения растягивающих напряжений (в МПа), возникающих в процессе формирования наклонных вторичных трещин, выходящих из швов, для вышеуказанного расчетного случая представлены на рис. 5.

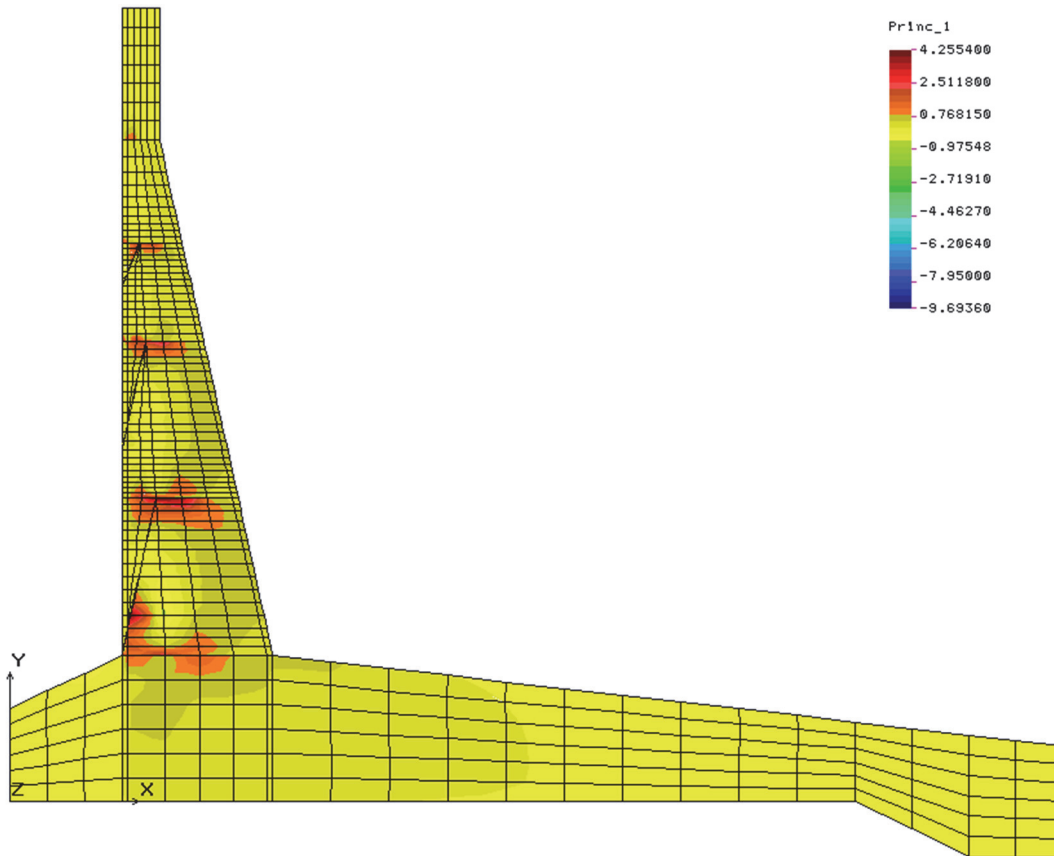


Рис. 5. Вторичные растягивающие напряжения, МПа, в элементах конструкции подпорной стены ЛН-1
Figure 5. The secondary tensile stresses, МPa, in structural elements of the LN-1 retaining wall]

Из анализа выполненных расчетов в *стадии работы с горизонтальными трещинами по швам* в конструкции нижней подпорной стены ЛН-1 можно заключить следующее.

В подпорной стене ЛН-1 возникают вторичные растягивающие напряжения, достигающие максимальной величины 4,3 МПа (в шве на отметке 230,8 м). Вторичные растягивающие напряжения (3,0 МПа) отмечаются также на отметке 235,3 м в месте расположения горизонтального межблочного шва.

Полученные величины вторичных растягивающих напряжений вызывают образование вторичных наклонных трещин, выходящих из горизонтальных межблочных швов с выходом на лицевую грань стены.

Результаты расчетов НДС подпорной стены ЛН-1 с учетом раскрытия межблочных швов и образования вторичных трещин. Для определения напряжений в арматуре с учетом фактического армирования стены проведены расчеты НДС на стадии раскрытия межблочных швов и образования вторичных наклонных трещин для вышеприведенных расчетных случаев (с учетом действия противодействия воды в раскрывшихся швах и наклонных трещинах). В том числе в конечно-элементных моделях воспроизведены вторичные наклонные трещины, пересекающие поперечную арматуру.

При этом смоделировано размещение поперечной арматуры в зонах прохождения вторичных наклонных трещин (под межблочными швами), развитие которых происходит из вершин трещин по раскрывшимся горизонтальным межблочным швам.

Расположение расчетных сечений представлено на рис. 6.

Результаты расчетов по определению напряжений в продольной и поперечной арматуре с учетом фактического армирования представлены в табл. 1. Как следует из табл. 1, напряжения в горизонтальной поперечной арматуре в зонах вторичных трещин достигают 524,7 МПа, что превышает расчетное сопротивление поперечной арматуры класса А-II, равное $R_{sw} = 230$ МПа. Данные результаты свидетельствуют о недостаточном количестве установленной горизонтальной поперечной арматуры. Напряжения в продольной арматуре у тыловой грани достигают 240,6 МПа.

Таблица 1

Результаты расчетов стены ЛН-1 по определению напряжений в продольной и поперечной арматуре с учетом фактического армирования

Стена	№ сечения	Отметка межблочного шва, м	Напряжения σ_s в продольной арматуре у тыловой грани, МПа	Напряжения σ_{sw} в горизонтальной поперечной арматуре, пересекающей вторичные трещины, МПа
ЛН-1	1–1	226,3	240,6	–
	2–2	230,8	211,9	524,7
	3–3	235,3	155,4	343,0

Table 1

The calculations results of the wall LN-1 to determine stresses in longitudinal and transverse reinforcement, taking into account the actual reinforcement

The wall	Section number	Interblock joint mark, m	Stresses σ_s in longitudinal reinforcement at the rear face, MPa	Stresses σ_{sw} in horizontal transverse reinforcement crossing secondary cracks, MPa
ЛН-1	1–1	226.3	240.6	–
	2–2	230.8	211.9	524.7
	3–3	235.3	155.4	343.0

На рис. 7 представлено деформированное состояние железобетонной конструкции подпорной стены ЛН-1 с учетом раскрытия межблочных швов и образования вторичных наклонных трещин.

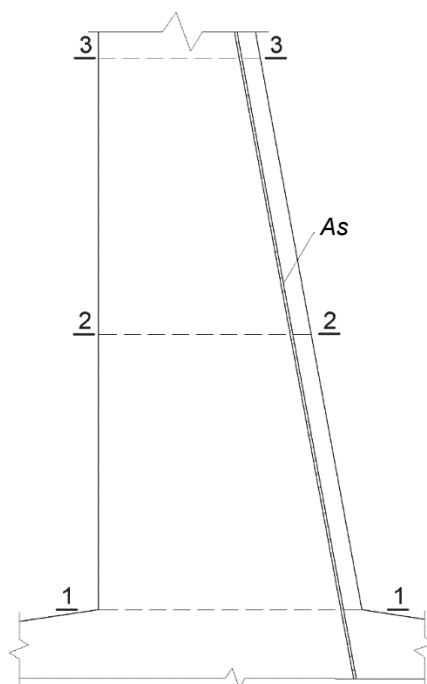


Рис. 6. Схема расположения расчетных сечений
Figure 6. Layout diagram of design sections

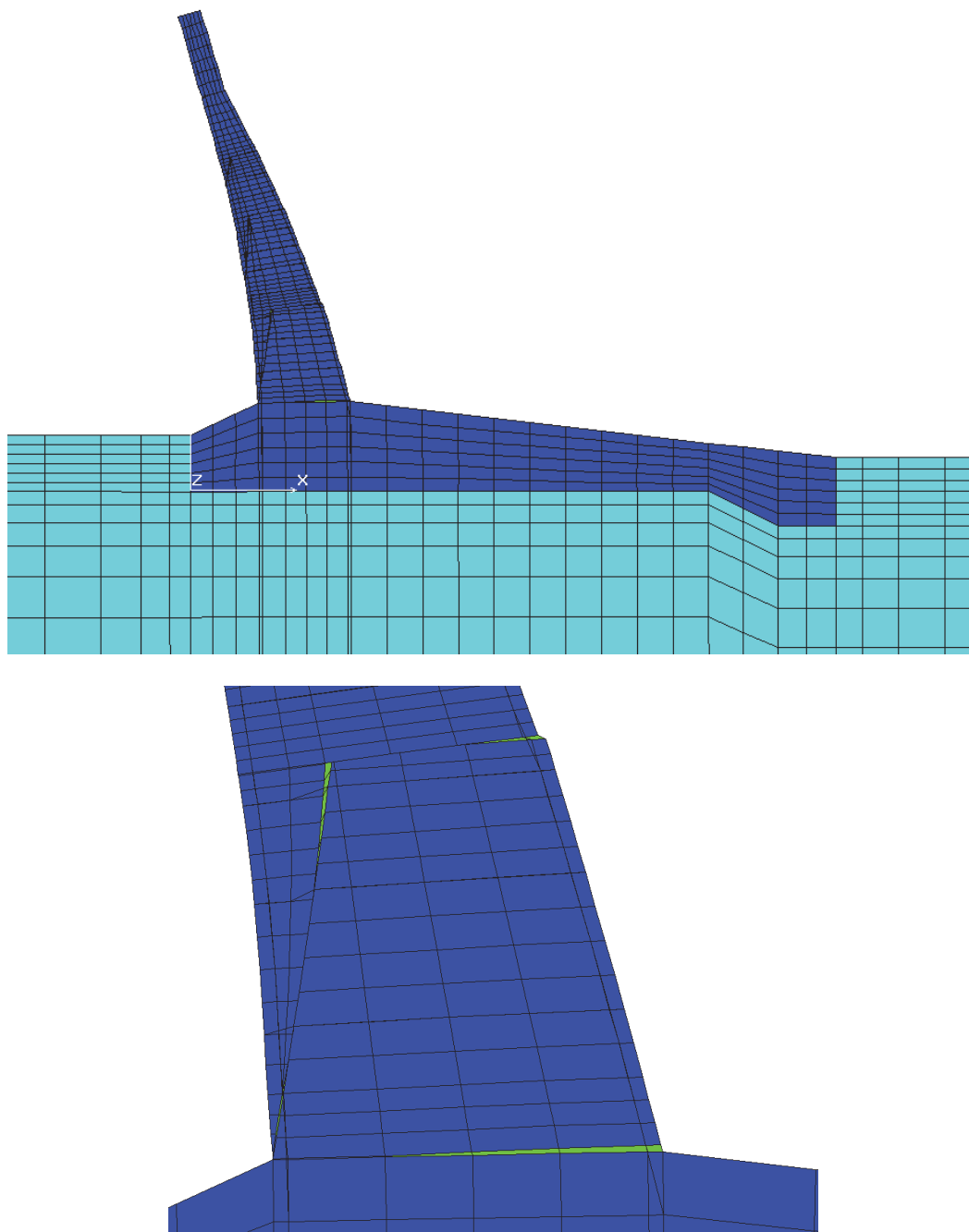


Рис. 7. Деформированное состояние конструкции подпорной стены ЛН-1 с учетом раскрытия межблочных швов и образования вторичных трещин
Figure 7. The deformed state of the retaining wall construction LN-1 taking into account the disclosure interblock joints and secondary cracks formation

Результаты расчетов НДС подпорной стены ЛН-2 с учетом раскрытия межблочных швов в случае работы с анкерными тягами. Для определения напряжений в арматуре с учетом фактического армирования стены ЛН-2 проведены расчеты НДС на стадии раскрытия межблочных швов в случае работы с анкерными тягами.

При этом происходит качественное изменение схемы работы стены, наличие анкерных тяг вызывает растяжение лицевой грани стены и раскрытие горизонтальных швов с лицевой стороны. В лицевой конструктивной арматуре (не предназначенной для восприятия значительного растяжения) возникают не предусмотренные проектом значительные растягивающие напряжения.

На рис. 8 представлено деформированное состояние железобетонной конструкции подпорной стены ЛН-2 с учетом раскрытия межблочных швов в случае работы с анкерными тягами.

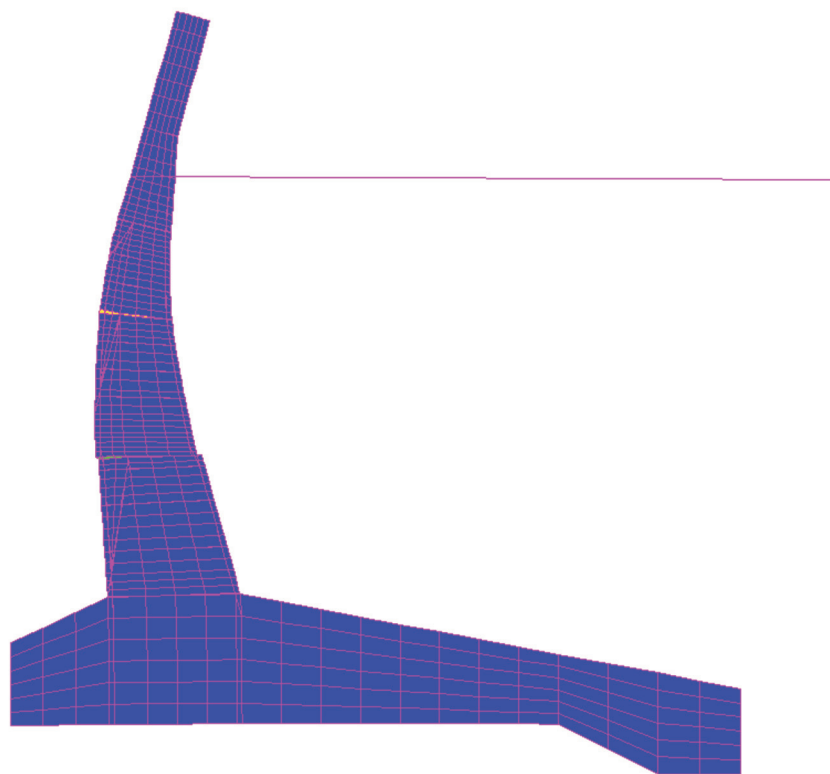


Рис. 8. Деформированное состояние подпорной стены ЛН-2 в случае работы стены с анкерными тягами
Figure 8. The deformed state of the retaining wall LN-2 in the case of wall operation with anchor rods

Результаты расчетов по определению напряжений в продольной арматуре с учетом фактического армирования представлены в табл. 2. Как следует из табл. 2, в случае работы стены ЛН-2 с анкерными тягами максимальные напряжения в продольной арматуре у лицевой грани достигают 287,9 МПа (в сечении 3), максимальные напряжения в продольной арматуре у тыловой грани достигают 50,9 МПа (сечение 1).

Таблица 2

Результаты расчетов стены ЛН-2 по определению напряжений в продольной арматуре с учетом фактического армирования в случае работы с анкерными тягами

Стена	№ сечения	Отметка межблочного шва, м	Напряжения σ_s в продольной арматуре у лицевой грани, МПа	Напряжения σ_s в продольной арматуре у тыловой грани, МПа
ЛН-2	1–1	225,8	–18,1	50,9
	2–2	230,1	144,7	–23,6
	3–3	234,3	287,9	–36,8

Table 2

The calculations results of the wall LN-2 to determine stresses in longitudinal reinforcement, taking into account the actual reinforcement in the case of work with anchor rods

The wall	Section number	Interblock joint mark, m	Stresses σ_s in longitudinal reinforcement at the front face, MPa	Stresses σ_s in longitudinal reinforcement at the rear face, MPa
ЛН-2	1–1	225.8	–18.1	50.9
	2–2	230.1	144.7	–23.6
	3–3	234.3	287.9	–36.8

Анализ состояния и оценка дальнейшей эксплуатации железобетонных конструкций низовых подпорных стен водоприемника. Анализ результатов проведенных натурных обследований показал, что на лицевой поверхности низовых подпорных стен водоприемника Загорской ГАЭС обнаружены протяженные горизонтальные трещины шириной раскрытия до 0,4 мм. Образование горизонтальных трещин свидетельствует о раскрытии горизонтальных межблочных швов и о выходе наклонных вторичных трещин на лицевую поверхность стен.

Расчетные исследования НДС и прочности железобетонных конструкций подпорных стен подтвердили образование вторичных наклонных трещин, выходящих из горизонтальных межблочных швов, а также образование сквозных трещин по горизонтальным швам, отделяющих верхнюю часть стен от остального массива стен (в случае работы стен с анкерными тягами). То есть первоначально происходило раскрытие горизонтальных швов с тыловой стороны (при сезонном ослаблении анкерных тяг), а из-за влияния анкерных тяг раскрытие швов происходило с лицевой стороны.

Из расчетов НДС подпорной стены ЛН-1 на основе конечно-элементных моделей получены траектории вторичных наклонных трещин и значения напряжений в поперечной арматуре (более 500 МПа) в зонах моделирования вторичных наклонных трещин.

Моделирование работы стены ЛН-2 с анкерными тягами показало образование трещин по горизонтальным швам, раскрывающихся с лицевой стороны вследствие изменения расчетных схем из-за наличия анкерной тяги, с высоким уровнем растягивающих напряжений в лицевой арматуре (около 300 МПа), которые могут еще возрасти при непредусмотренных проектом воздействиях.

Проведенные расчеты железобетонных конструкций подпорных стен показали, что требуется расчетное поперечное армирование в количестве более 30 см² на ширину 1 п. м и на 1 п. м высоты стен, в то время как в стенах установлено чисто конструктивное горизонтальное поперечное армирование.

Таким образом, для обеспечения дальнейшей безопасной эксплуатации низовых подпорных стен рекомендуется их усиление.

При этом в подпорных стенах, работающих по консольной схеме (без анкерных тяг), рекомендуется установить наклонные арматурные стержни в пробуренные отверстия со стороны лицевой поверхности стен для восприятия поперечных усилий и вторичных напряжений и для предотвращения развития вторичных наклонных трещин. Принципиальная схема усиления подпорных стен со стороны лицевой грани представлена на рис. 9.

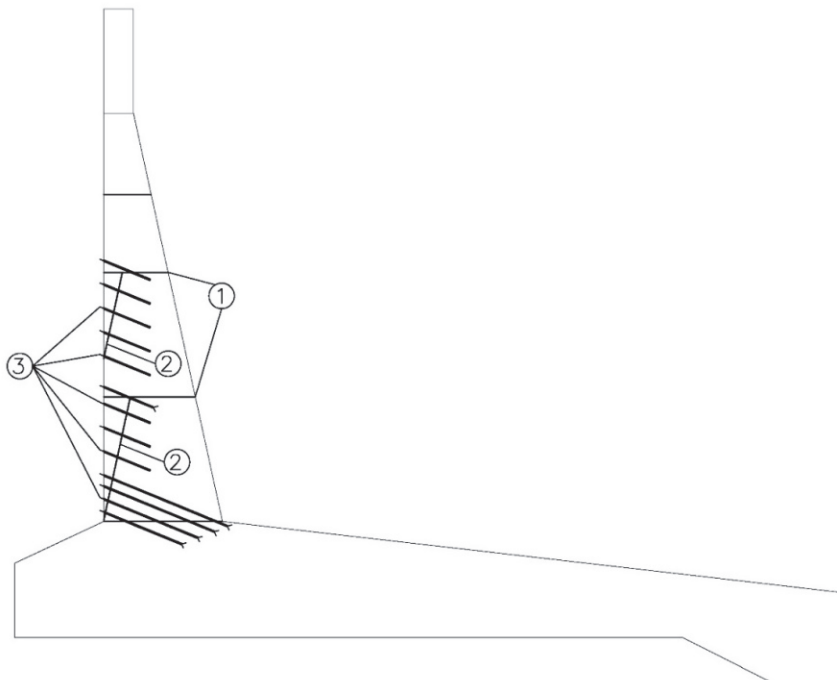


Рис. 9. Принципиальная схема усиления подпорных стен со стороны лицевой грани:

1 – горизонтальные межблочные швы; 2 – вторичные наклонные трещины; 3 – арматурные стержни, установленные в пробуренные скважины

Figure 9. Schematic diagram of the reinforcement of retaining walls from the side of the front face:

1 – horizontal interblock joints; 2 – secondary oblique cracks; 3 – reinforcing bars installed in drilled wells

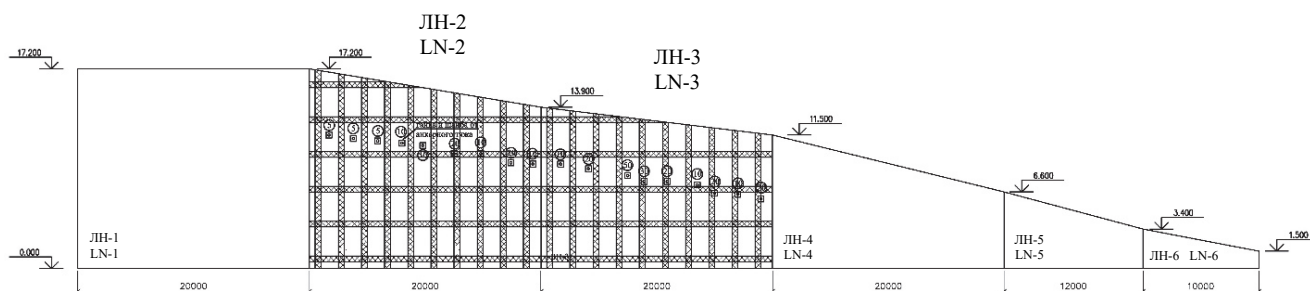


Рис. 10. Принципиальная схема усиления лицевой грани стен ЛН-2 и ЛН-3 углеродными лентами
Figure 10. Schematic diagram of reinforcing the front face of the walls of LN-2 and LN-3 with carbon tapes

В подпорных стенах ЛН-2 и ЛН-3, работающих с анкерными тягами, рекомендуется усиление со стороны лицевой грани стен посредством внешнего армирования углеродными лентами. Принципиальная схема усиления лицевой грани стен ЛН-2 и ЛН-3 углеродными лентами представлена на рис. 10.

Заключение

Расчетные исследования напряженно-деформированного состояния выполнялись на основе математических конечно-элементных моделей подпорных стен ЛН-1 и ЛН-2 для двух расчетных случаев: работы стен без анкерных тяг (для ЛН-1) и с анкерными тягами (для ЛН-2). В конечно-элементных моделях воспроизводилось давление грунта и грунтовой воды на тыловую грань стены (при УГВ = 231,0 м), а также противодействие воды в раскрывшихся горизонтальных межблочных швах и наклонных вторичных трещинах.

Была усовершенствована методика моделирования подпорных стен с учетом горизонтальных межблочных швов, образования вторичных наклонных трещин, выходящих из швов, а также продольного и горизонтального поперечного стержневого армирования.

Из расчетов НДС подпорной стены ЛН-1 на основе конечно-элементных моделей получены траектории вторичных наклонных трещин и значения напряжений в поперечной арматуре (более 500 МПа) в зонах моделирования вторичных наклонных трещин. Недостаточное количество горизонтальной поперечной арматуры требует усиления подпорных стен в зонах горизонтальных межблочных швов. На рис. 9 представлена принципиальная схема усиления подпорных стен посредством наклонных арматурных стержней в зонах горизонтальных межблочных швов.

Моделирование работы стены ЛН-2 с анкерными тягами показало образование трещин по горизонтальным швам, раскрывающихся с лицевой стороны вследствие изменения расчетных схем из-за наличия анкерных тяг. При этом требуется усиление стен ЛН-2 и ЛН-3 со стороны лицевой грани. На рис. 10 показана принципиальная схема усиления подпорных стен ЛН-2 и ЛН-3 углеродными лентами со стороны лицевой грани.

Список литературы

1. Лисичкин С.Е. Расчетные исследования устойчивости и прочности подпорных стен первого яруса водоприемника Загорской ГАЭС // *Природообустройство*. 2012. № 2. С. 44–48.
2. Рубин О.Д., Захаров И.Б., Лисичкин С.Е. Оценка состояния автодорожного моста Павловской ГЭС и расчетно-экспериментальное обоснование мероприятий по его усилению // *Энергетическое строительство*. 1994. № 9. С. 47–50.
3. Лисичкин С.Е., Рубин О.Д., Нефедов А.В. и др. Расчетные исследования напряженно-деформированного состояния подпорной стенки первого яруса ЛВ-1 водоприемника Загорской ГАЭС, в том числе с учетом данных синхронных замеров при суточном изменении уровня верхнего аккумулирующего бассейна // *Безопасность гидротехнических сооружений*. 2013. Вып. 18. С. 38–50.
4. Рубин О.Д., Баклыков И.В., Антонов А.С. и др. Инструментальные и расчетные исследования низовых подпорных стен Загорской ГАЭС // *Природообустройство*. 2019. № 2. С. 80–88. <https://doi.org/10.34677/1997-6011/2019-2-80-88>
5. Рубин О.Д., Пономарев Д.И., Мельникова Н.И. Расчетные исследования напряженно-деформированного состояния подпорных стен первого яруса водоприемника Загорской ГАЭС // *Природообустройство*. 2011. № 5. С. 51–55.

6. Ксенофонтова Т.К., Ню Ф. Железобетонные подпорные стены, выбор расстояния между контрфорсами // Проблемы развития мелиорации и водного хозяйства и пути их решения. Ч. III. Безопасность гидротехнических сооружений: сборник материалов Международной научно-практической конференции (Москва, 11–12 апреля 2011 г.). М., 2011. С. 106–111.

7. Ahmadi-Nedushan B., Varaee H. Optimal design of reinforced concrete retaining walls using a swarm intelligence technique // Proceedings of the First International Conference on Soft Computing Technology in Civil, Structural and Environmental Engineering. Stirlingshire: Civil-Comp Press, 2009. Paper 26. Pp. 332–343. <https://doi.org/10.4203/ccp.92.26>

8. Nikolaev V.B., Gun S.Ya., Lisichkin S.E., Lyapin O.B. Strength of reinforced-concrete retaining walls // Hydro-technical Construction. 1988. Vol. 22. No. 10. Pp. 616–621. <https://doi.org/10.1007/BF01429034>

9. Chauhan V.B., Murty D., Gade V.K. Investigation of failure of a rigid retaining wall with relief shelves // Japanese Geotechnical Society Special Publication. 2016. Vol. 2. No. 73. Pp. 2492–2497. <https://doi.org/10.3208/jgssp.TC302-02>

10. Chauhan V.B., Murty D. Behaviour of rigid retaining wall with relief shelves with cohesive backfill // 5th International Conference on Forensic Geotechnical Engineering (Bangalore, 8–10 December 2016). Bangalore, 2016. Pp. 350–357.

11. Pei Y., Xia Y. Design of reinforced cantilever retaining walls using heuristic optimization algorithms // Procedia Earth and Planetary Science. 2012. No. 5. Pp. 32–36. <https://doi.org/10.1016/j.proeps.2012.01.006>

12. Федорова Т.С. Напряженно-деформированное состояние стен камер шлюзов канала имени Москвы: дис. ... к.т.н. М., 2017. 145 с.

13. Wu Y., He S., Li X. Failure mechanism and seismic design of retaining wall in earthquake // Environmental Earth Sciences. 2012. Vol. 65. Pp. 1013–1019. <https://doi.org/10.1007/s12665-011-1462-5>

References

1. Lisichkin S.Ye. Computational studies of the stability and strength of the first tier retaining walls of Zagorskaya PSPP intake. *Prirodoobustroystvo*. 2012;(2):44–48. (In Russ.)

2. Rubin O.D., Zakharov I.B., Lisichkin S.Ye. Assessment of the state of the Pavlovsk HPS road bridge and calculation and experimental substantiation of strengthen measures of it. *Energeticheskoye Stroitel'stvo*. 1994;(9):47–50. (In Russ.)

3. Lisichkin S.Ye., Rubin O.D., Nefedov A.V. et al. Computational studies of the stress-strain state of the first tier retaining wall LV-1 of Zagorskaya PSPP water intake, including taking into account synchronous measurements with daily changes in the level of the upper accumulating basin. *Bezopasnost' Gidrotekhnicheskikh Sooruzheniy*. 2013;(18):38–50. (In Russ.)

4. Rubin O.D., Baklykov I.V., Antonov A.S. et al. Instrumental and calculated investigations of lower retaining walls of the Zagorskaya PSPP. *Prirodoobustroystvo*. 2019;(2):80–88. (In Russ.) <https://doi.org/10.34677/1997-6011/2019-2-80-88>

5. Rubin O.D., Ponomarev D.I., Melnikova N.I. Computational studies of the stress-strain state of the first tier retaining walls of Zagorskaya PSPP water intake. *Prirodoobustroystvo*. 2011;(5):51–55. (In Russ.)

6. Ksenofontova T.K., Nyu F. Reinforced concrete retaining walls, the choice of the distance between buttresses. *Problems of Development of Land Reclamation and Water Management and Ways to Solve Them: Proceedings of the International Scientific-Practical Conference (Moscow, 11–12 April 2011)*. Moscow; 2011. p. 106–111. (In Russ.)

7. Ahmadi-Nedushan B., Varaee H. Optimal design of reinforced concrete retaining walls using a swarm intelligence technique. *Proceedings of the First International Conference on Soft Computing Technology in Civil, Structural and Environmental Engineering* (paper 26). Stirlingshire: Civil-Comp Press; 2009. p. 332–343. <https://doi.org/10.4203/ccp.92.26>

8. Nikolaev V.B., Gun S.Ya., Lisichkin S.E., Lyapin O.B. Strength of reinforced-concrete retaining walls. *Hydro-technical Construction*. 1988;22(10):616–621. <https://doi.org/10.1007/BF01429034>

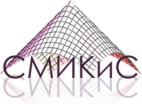
9. Chauhan V.B., Murty D., Gade V.K. Investigation of failure of a rigid retaining wall with relief shelves. *Japanese Geotechnical Society Special Publication*. 2016;2(73):2492–2497. <https://doi.org/10.3208/jgssp.TC302-02>

10. Chauhan V.B., Murty D. Behaviour of rigid retaining wall with relief shelves with cohesive backfill. *5th International Conference on Forensic Geotechnical Engineering* (Bangalore, 8–10 December 2016). Bangalore; 2016. p. 350–357.

11. Pei Y., Xia Y. Design of reinforced cantilever retaining walls using heuristic optimization algorithms. *Procedia Earth and Planetary Science*. 2012;(5):32–36. <https://doi.org/10.1016/j.proeps.2012.01.006>

12. Fedorova T.S. *The stress-strain state of the walls of the lock chambers of the Moscow Canal* (Thesis of Candidate of Technical Sciences). Moscow; 2017. (In Russ.)

13. Wu Y., He S., Li X. Failure mechanism and seismic design of retaining wall in earthquake. *Environmental Earth Sciences*. 2011;65(4):1013–1019. <https://doi.org/10.1007/s12665-011-1462-5>



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

 DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-4-335-356
 УДК 69.01

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Исследование напряженно-деформированного состояния набивной монолитной железобетонной конусообразной сваи с щебневыми боковыми и нижними образованиями

Э.Р. Кужахметова

 Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация
 ✉ elja_09@bk.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 22 мая 2021 г.

Доработана: 4 июля 2021 г.

Принята к публикации: 24 июля 2021 г.

Аннотация. *Актуальность.* При строительстве зданий и сооружений наиболее широко применяются забивные сваи с квадратным поперечным сечением. Для их установки в рабочее положение используется ударный метод. Однако в стесненных условиях ударные нагрузки могут приводить к опасным состояниям и разрушениям конструкций близлежащих строительных объектов. В подобной ситуации необходимо применять набивные сваи, поскольку технологические решения по их устройству не связаны с ударными воздействиями на грунт. Одним из таких решений является новая конструкция набивной конусообразной сваи, устанавливаемой без выемки грунта. *Цель исследования* – проанализировать влияние геометрических параметров сваи на ее несущую способность под действием внешних нагрузок, в частности угла ее конусности. *Методы.* Результаты численного анализа напряженно-деформированного состояния сваи, работающей в грунтовом массиве, получены методом конечных элементов. *Результаты.* В расчетном исследовании выполнен сравнительный анализ состояния свай разной длины и геометрической формы, находящихся под действием внешних нагрузок. Рассмотрено влияние угла наклона боковой поверхности сваи на ее несущую способность. Выполнена рационализация конструкции сваи с учетом общих затрат на строительные материалы. Предложены варианты геометрических и конструктивных решений свай длиной L от 1 до 10 м. В дальнейшем предполагается рассмотреть влияние на несущую способность сваи геометрических параметров щебневой оболочки и нижнего щебневого шарообразного расширения, а также провести сравнительный анализ численных результатов с экспериментальными данными, полученными в лабораторных и натуральных условиях.

Ключевые слова: свая, набивная свая, буронабивная свая, свая в форме конуса, свая конической формы, свая конусообразной формы, свая с нижней пятой, оболочка сваи, опалубка сваи, щебень, щебневое расширение, щебневое уширение, щебневое образование, свая с нижним шарообразным уширением, свая с нижним расширением в форме шара

Для цитирования

Кужахметова Э.Р. Исследование напряженно-деформированного состояния набивной монолитной железобетонной конусообразной сваи с щебневыми боковыми и нижними образованиями // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 4. С. 335–356. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-335-356>

Кужахметова Эльвира Рафаэльевна, инженер ПГС, старший преподаватель кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26, член-корреспондент Академии ЖКХ; ORCID: 0000-0002-0907-786X, eLIBRARY SPIN-код: 1949-1140; elja_09@bk.ru

© Кужахметова Э.Р., 2021


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

Research of stress-deformed state of the rammed monolithic reinforced concrete cone-shaped piles with side and bottom forms from crushed stones

Elvira R. Kuzhakhmetova 

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

✉ elja_09@bk.ru

Article history

Received: May 22, 2021

Revised: July 4, 2021

Accepted: July 24, 2021

Abstract. *Relevance.* In the construction of buildings and structures, driven piles with a square cross section are most widely used. To install them in the working position, the percussion method is used. However, in cramped conditions, shock loads can lead to dangerous conditions and destruction of structures of nearby buildings. In such a situation, it is necessary to use rammed piles, since technological solutions for their construction are not associated with shock effects on the soil. One such solution is the new rammed cone-shaped pile design, which is installed without excavation. *The aim of the study* is to analyze the influence of the geometric parameters of the pile on its bearing capacity under the action of external loads, in particular, the angle of its taper. *Methods.* The results of a numerical analysis of the stress-strain state of a pile operating in a soil massif were obtained by the finite element method. *Results.* In the computational study, a comparative analysis of the state of piles of different lengths and geometries under the action of external loads was carried out. The influence of the angle of inclination of the lateral surface of the pile on its bearing capacity is considered. Rationalization of the pile design was carried out taking into account the total costs of building materials. Variants of geometric and design solutions for piles with a length L from 1 to 10 m are proposed. In subsequent articles, it is proposed to consider the effect on the bearing capacity of the pile of the geometric parameters of the crushed stone shell and the lower crushed stone spherical expansion, as well as to carry out a comparative analysis of the numerical results with experimental data obtained in laboratory and field conditions.

Keywords: pile, rammed pile, bored pile, cone-shaped pile, conical pile, cone-shaped pile, pile with lower heel, pile shell, pile formwork, crushed stone, crushed stone expansion, crushed stone broadening, crushed stone formation, pile with lower spherical widening, pile with bottom expansion in the form of a ball

For citation

Kuzhakhmetova E.R. Research of stress-deformed state of the rammed monolithic reinforced concrete cone-shaped piles with side and bottom forms from crushed stones. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(4):335–356. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-335-356>

Введение

На сегодняшний день актуальной проблемой городов России является их точечная застройка зданиями и сооружениями разного назначения, например многоквартирными жилыми домами и зданиями общественного назначения: административными центрами, торговыми, религиозными, зрелищными и спортивными комплексами. Стесненные условия возведения новых зданий не позволяют использовать забивные сваи¹, поскольку любая ударная нагрузка на сваю приводит к вибрации грунта, передаваемой на соседние здания ранней постройки [1]. В указанном случае рациональным решением является применение набивных свай², таких как:

– железобетонные сваи-оболочки, устанавливаемые вибропогружателями с предварительной выемкой грунта и заполнением получаемой полости частично или полностью бетонной смесью³;

Elvira R. Kuzhakhmetova, engineer, senior lecturer of the Department of Reinforced Concrete Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation, corresponding member of the Academy of Housing and Public Utilities; ORCID: 0000-0002-0907-786X, eLIBRARY SPIN-code: 1949-1140; elja_09@bk.ru

¹ ГОСТ 19.804.1 Сваи забивные железобетонные цельные сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой и поперечным армированием ствола и с напрягаемой арматурой. М.: Издательство стандартов, 1980.

² СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2011.

³ Патент РФ № 141512. Монолитная железобетонная свая-оболочка большого диаметра / А.И. Сапожников. 2014. Бюл. № 16. URL: https://www.fips.ru/registers-doc-view/fips_servlet (дата обращения: 12.05.2021); Патент РФ № 154795. Конструкция соединения верхнего строения эстакады с монолитной свай-оболочкой / А.И. Сапожников, Э.Р. Кузхажметова. 2015. Бюл. № 25. URL: https://www.fips.ru/registers-doc-view/fips_servlet (дата обращения: 12.05.2021).

- набивные бетонные и железобетонные сваи, устраиваемые в грунте путем укладки бетонной смеси в скважины, образованные в результате принудительного вытеснения – отжатия грунта;
- буровые железобетонные сваи, устраиваемые в грунте путем заполнения пробуренных скважин бетонной смесью или установки в них железобетонных элементов;
- винтовые сваи, состоящие из металлической винтовой лопасти и трубчатого металлического ствола со значительно меньшей, по сравнению с лопастью, площадью поперечного сечения, погружаемые в грунт путем завинчивания в сочетании с вдавливанием [2].

По характеру работы в грунте сваи разделяют на сваи-стойки и висячие сваи. К сваям-стойкам относятся сваи, прорезающие слабые грунты и передающие нагрузку нижним концом на практически несжимаемые грунты⁴. Висячие сваи передают нагрузку на сжимаемый грунт нижним концом и своей боковой поверхностью. Выбор решения вышеперечисленных свай зависит от способа заглубления⁵, результатов геологических изысканий⁶ и условий существующей застройки⁷, которые в свою очередь оказывают существенное влияние на новое строительство, включая технико-экономические показатели и экологические требования⁸ для каждой местности⁹.

При возведении зданий и сооружений на свайных фундаментах можно применять как отдельно стоящие сваи под каждую колонну и опору, так и свайно-ленточные или свайно-плитные фундаменты, как под колонну, так и под несущие стены или под весь каркас здания (сооружения), причем сваи могут быть разной формы¹⁰ [3–6]. В последние десятилетия наибольший интерес вызывают забивные и набивные конические сваи. Такие сваи представляют собой усеченный конус, в котором поперечное сечение в форме круга изменяется по всей ее длине, то есть верхнее сечение постепенно уменьшается к нижнему сечению. В [7–22] представлен сравнительно-численный анализ несущей способности и устойчивости забивных конических свай разнообразной геометрической формы в массиве грунта с разными физико-механическими свойствами. Экспериментальные исследования, выполненные в лабораториях и на строительных площадках, показали более высокую (по сравнению со сваями других типов) несущую способность забивных конических свай, работающих под действием как статических, так и динамических нагрузок [20; 21]. Аналогичные результаты натурных испытаний получены для буронабивных и буронабивно-эксцентричных конических свай на различные виды нагрузок¹¹ [22–24].

Однако опыт строительства показывает, что одним из недостатков применения набивных свай является перерасход материала (бетона), который влечет за собой существенные финансовые издержки. Как правило, фактический расход бетона превышает объем скважин более чем на 20 %, а в ряде случаев превышение расхода бетона достигает 80–100 %, что объясняется увеличением диаметра скважин в процессе бурения, потерями при транспортировании и растеканием бетона в устье скважины. При проходке скважин в насыпных грунтах также возможна утечка бетона в каверны и пустоты грунта [25]. В таком случае целесообразно использовать новую конструкцию монолитной железобетонной конической сваи со щебневой оболочкой и нижним щебневым шарообразным расширением (свайную конструкцию) (рис. 1), оригинальность и новизна которой подтверждены патентной экспертизой¹². В предложенной конструкции щебневая оболочка сваи с нижним щебневым шарообразным расширением предотвращают утечку бетона, тем самым минимизируя его расход и обеспечивают высокую несущую способность, жесткость сваи при больших вертикальных и горизонтальных нагрузках¹³ [1].

⁴ Метелюк Н.С., Шишко Г.Ф., Соловьева А.Б., Грузинцев В.В. Сваи и свайные фундаменты (справочное пособие). Киев: Будівельник, 1977. 256 с.

⁵ СП 131.13330.2012. Строительная климатология. Актуализированная версия СНиП 23-01-99*. М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2012; СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2011; СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2010.

⁶ СП 11-105-97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Ч. I. Общие правила производства работ. М.: Госстрой России, ГУП ЦПП, 2004. 43 с.

⁷ СП 11-104-97. Инженерно-геодезические изыскания для строительства. М.: Госстрой России, ГУП ЦПП, 2005. 72 с.

⁸ СП 11-102-97. Инженерно-экологические изыскания для строительства. М.: Госстрой России, ГУП ЦПП, 2001. 38 с.

⁹ СП 47.13330.2012. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11-02-96. М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2012.

¹⁰ Берлинов М.В., Ягунов Б.А. Примеры расчета оснований и фундаментов: учебник для техникумов. М.: Стройиздат, 1986. 173 с.

¹¹ Штоль Т.М., Теличенко В.И., Феклин В.И. Технология возведения подземной части зданий и сооружений: учебное пособие для вузов. М.: Стройиздат, 1990. 288 с.

¹² Патент РФ № 157318. Конструкция монолитной железобетонной сваи конической формы / Э.Р. Кужахметова, А.И. Сапожников. 2015. Бюл. № 33. URL: https://www.fips.ru/registers-doc-view/fips_servlet (дата обращения: 15.05.2021).

¹³ Там же.

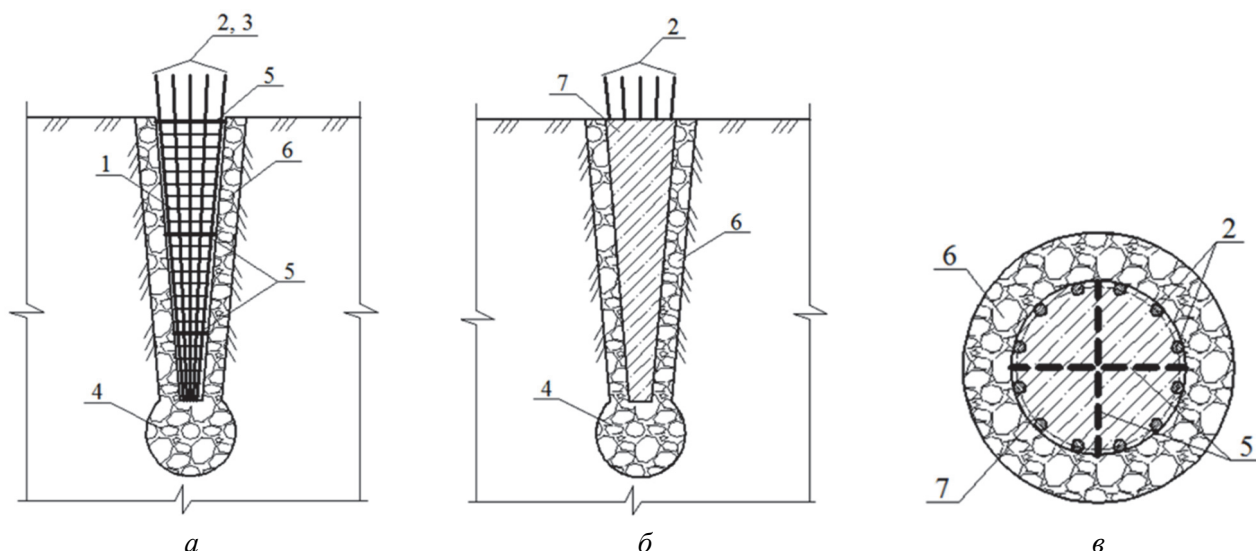


Рис. 1. Монолитная железобетонная свая конической формы:

a – вид сваи в разрезе; *б* – общий вид сваи; *в* – вид сваи в плане; 1 – пространственный арматурный каркас, выполненный в форме конуса; 2 – продольные арматурные стержни периодического профиля; 3 – поперечные стержни (хомуты); 4 – щебневое расширение округлой формы; 5 – дополнительный крепеж в виде стержней; 6 – утрамбованная щебневая оболочка; 7 – бетонная смесь

Figure 1. Monolithic reinforced concrete pile of conical shape:

a – sectional view of the pile; *б* – general view of the pile; *в* – plan view of the pile; 1 – spatial reinforcing frame made in the shape of a cone; 2 – longitudinal reinforcing bars of a periodic profile; 3 – transverse rods (clamps); 4 – crushed stone expansion of a round shape; 5 – additional fasteners in the form of rods; 6 – rammed crushed stone shell; 7 – concrete mix

Преимуществом новой свайной конструкции является относительная простота. При ее изготовлении не требуется специализированная техника, отсюда и снижение ее стоимости. Предлагаемую конструкцию сваи можно применять для всех видов зданий и типов грунта.

В ходе численного исследования проанализированы НДС свайной конструкции с разными геометрическими параметрами, такими как длина L , верхний диаметр поперечного сечения и угол наклона α боковой поверхности. В процессе численного анализа также выполнено сравнение полученных результатов НДС конструкций конусообразной сваи разной длины с имеющимися схожими объемными параметрами бетона и щебня.

Технология изготовления сваи конической формы

Монолитная железобетонная свая конической формы представляет собой набивную висячую сваю (рис. 1). Процесс образования набивной сваи включает следующую последовательность действий: в подготовленную цилиндрическую скважину небольшими порциями периодически подсыпается щебень разной фракции. Путем послойной забивки щебня до отказа в нижнем конце сваи создается шарообразное щебневое расширение. В образовавшуюся цилиндрическую скважину с нижним щебневым расширением вставляется раскатчик. Дальнейшая подсыпка щебня в скважину продолжается небольшими частями. С помощью круговых движений раскатчика щебень вдавливается в грунт и уплотняется. Таким образом, формируется скважина конической формы, стенки которой образованы уплотненным в грунт щебнем. В утрамбованную щебневую оболочку устанавливается пространственный арматурный каркас в форме конуса, состоящий из вертикально-продольных стержней, количество и диаметр которых определяется расчетами. Арматурные стержни соединяются между собой горизонтальными хомутами, шаг и диаметр, которых принимаются по конструктивным решениям. Вертикальное положение арматурного каркаса сваи обеспечивается за счет крепежных элементов, изготовленных в виде двух пересеченных стержней и установленных внутри каркаса с шагом в $(1/3-1/4)L$ по ее высоте. Дополнительные стержни креплений выступают из металлического каркаса на величину 0,05–0,07 м, согласно существующим конструктивным требованиям. После установки арматурного каркаса в скважину подается бетонная смесь с последующим вибрированием¹⁴ [1]. Класс стали арматурных стержней для металлического каркаса сваи и класс бетона принимаются по расчету согласно проектному решению.

¹⁴ Патент РФ № 157318. Конструкция монолитной железобетонной сваи конической формы / Э.Р. Кужахметова, А.И. Сапожников. 2015. Бюл. № 33. URL: https://www.fips.ru/registers-doc-view/fips_servlet (дата обращения: 15.05.2021).

Материалы исследования

Материал монолитной железобетонной сваи конической формы – тяжелый бетон класса В15 с модулем упругости $E_b = 24 \cdot 10^3$ МПа (табл. 6.11)¹⁵. Значение модуля сдвига бетона принято равным $G_b = 0,4E_b = 0,4 \cdot 24 \cdot 10^3 = 9,6 \cdot 10^3$ МПа (п. 6.1.15)¹⁶ и коэффициент Пуассона $\nu = 0,2$ (п. 6.1.17)¹⁷.

Оболочкой (или опалубкой) для набивной конической сваи является щебень разной фракции, согласно ГОСТ 8267¹⁸. Примем щебень группы «А» с размерами 40–70 мм с модулем упругости $E = 350$ МПа (табл. 3.2)¹⁹ и коэффициентом Пуассона $\nu = 0,3$. Толщина щебневой оболочки принята 15 см, а диаметр шарообразного (или шара) нижнего щебневого расширения на конце сваи составит около 1 м. Данные параметры являются постоянными для всех свай разной длины L .

Грунт однородного основания – песок четвертичного отложения, пылеватый (коэффициент пористости $e = 0,65$) с модулем деформации $E = 18$ МПа, углом внутреннего трения $\varphi = 30^\circ$, удельным сцеплением $c = 4$ кПа (табл. Б.1)²⁰ и коэффициентом Пуассона $\nu = 0,3$ (табл. 5.10)²¹.

На верхний диаметр сваи действуют горизонтальная $P = 10$ т (100 кН) и вертикальная (сжимающая) $N = 100$ т (1000 кН) нагрузки.

Методы исследования

Для исследования совместной работы свайной конструкции с грунтовым массивом выбрана пространственная конечно-элементная модель, объединяющая объемные тела (*Solid*) монолитной железобетонной сваи, щебневой оболочки, нижнего расширения в форме шара и прилежащего грунтового массива. Для построения расчетной модели использовались тетраэдральные конечные элементы (КЭ) с шагом разбиения сетки 0,5 м [26]. Геометрические параметры анализируемых свай представлены в табл. 1.

По законам теоретической и строительной механики грунт представляет собой сплошное, изотропное, линейно деформированное тело, подчиняющееся обобщенному закону Гука²².

Расчеты выполнены методом конечных элементов (МКЭ) в программном комплексе FEMAP with NX NASTRAN [27; 28], позволяющем детально анализировать трехмерную картину напряженно-деформированного состояния модели и ее конструктивных фрагментов: сваи, ее щебневой оболочки (опалубки), нижнего расширения в форме шара и грунта.

Результаты

Для исследования выбраны два типоразмера монолитной железобетонной сваи конической формы длиной $L = 1–10$ м с нижним диаметром сваи $d_{св}$, равным 0,3 м (тип I) и 0,4 м (тип II), принятым согласно ГОСТ 19804.5–83²³, ГОСТ 19804.6–83²⁴. Верхние диаметры свай $D_{св}$ варьировались с интервалом 0,2 м от минимального значения 0,6 м до максимального 1,2 м. Геометрические параметры анализируемых свай сведены в табл. 1. На рис. 2 представлен график изменения угла наклона α_i , °, боковой поверхности свай I и II типов. Данный график позволяет проследить, как изменяется указанный угол по длине сваи L , м, с различными верхними D и нижними d диаметрами усеченного конуса.

¹⁵ СП 63.13330.2011. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 с изменениями № 1. М., 2015.

¹⁶ Там же. С. 24.

¹⁷ Там же. С. 24.

¹⁸ ГОСТ 8267–93. Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия. М.: Госстрой России, 1993.

¹⁹ Методические рекомендации по повышению качества дорожных оснований из щебня различных пород. СоюзДОРНИИ. М., 1980.

²⁰ СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2010.

²¹ Там же. С. 34.

²² Цытович Н.А. Механика грунтов (краткий курс): учебник для вузов. 2-е изд., доп. М.: Высшая школа, 1973. 280 с.

²³ ГОСТ 19804.5–83. Сваи полые круглого сечения и сваи-оболочки железобетонные цельные с ненапрягаемой арматурой. М.: Издательство стандартов, 1983.

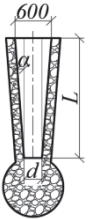
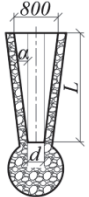
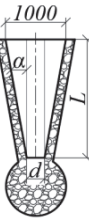
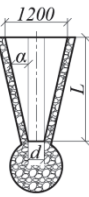
²⁴ ГОСТ 19804.6–83. Сваи полые круглого сечения и сваи-оболочки железобетонные составные с ненапрягаемой арматурой. Конструкция и размеры. М.: Издательство стандартов, 1983.

С увеличением длины монолитной железобетонной сваи угол наклона α_i изменяется в меньшую сторону, тем самым приближая ее геометрические характеристики к характеристикам цилиндрических свай (табл. 1). Проанализируем влияние объемных и геометрических параметров сваи на ее несущую способность от вертикальных сжимающих $N = 1000$ кН и горизонтальных $P = 100$ кН внешних сил, приложенных к верхнему диаметру D свайной конструкции. Сравним полученные результаты расчета для свай по схожим геометрическим параметрам: площади боковой поверхности конусообразной сваи S , m^2 , и объемом материала V , m^3 .

Объемно-геометрические параметры свайной конструкции. Рассмотрим геометрические и объемные параметры свайной конструкции разной длины, включая расход материала: бетонной смеси и щебня. В табл. 2 приведены числовые значения объема монолитной железобетонной сваи V_i , m^3 , и площади ее боковой поверхности S_i , m^2 , найденные аналитическим методом. В табл. 3 представлен расход щебня для устройства оболочки (опалубки) толщиной 0,15 м. Расход материала для шарообразного расширения на конце сваи диаметром около 1 м не учитывался. Разделение по материалам позволяет определить не только расход щебня и бетона, но и выявить железобетонные сваи по схожим числовым значениям объема и площади боковой поверхности. Известно, что уменьшение осадки висячей сваи зависит в большей степени от бокового сопротивления грунта. Научный интерес представляет оценка влияния угла наклона образующей конической сваи с щебневой оболочкой на ее несущую способность.

Таблица 1

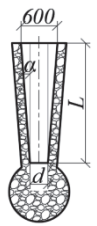
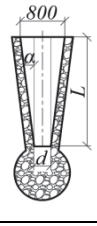
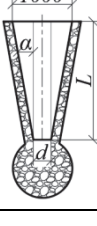
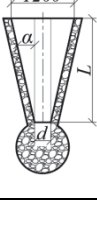
Углы наклона боковой поверхности α_i , °, свай разной формы

№ п/п	Эскиз свай	Типы свай	Монолитные сваи конической формы разной длины L , м									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1		I $d = 0,3$ м	8,54	4,29	2,86	2,15	1,73	1,44	1,23	1,08	0,96	0,86
		II $d = 0,4$ м	5,71	2,86	1,90	1,43	1,15	0,95	0,82	0,72	0,64	0,57
2.		I $d = 0,3$ м	14,04	7,12	4,76	3,58	2,86	2,37	2,05	1,79	1,59	1,43
		II $d = 0,4$ м	11,31	5,71	3,82	2,85	2,28	1,99	1,63	1,43	1,27	1,15
3		I $d = 0,3$ м	19,30	9,93	6,66	5,00	4,00	3,34	2,86	2,50	2,23	2,00
		II $d = 0,4$ м	16,70	8,53	5,71	4,29	3,43	2,86	2,45	2,15	1,91	1,72
4		I $d = 0,3$ м	24,24	12,68	8,53	6,42	5,14	4,29	3,68	3,22	2,86	2,58
		II $d = 0,4$ м	21,81	11,31	7,59	5,70	4,57	3,81	3,27	2,86	2,54	2,29

Примечание: 1) толщина щебневой оболочки принята 0,15 м для всех свай; 2) диаметр нижнего щебневого расширения в форме шара равен 1 м для всех свай.

Table 1

Slope angles of the lateral surface α_i , °, of piles of different shapes

No.	Drawing piles	Types of piles	Monolithic piles of conical shape of different lengths L , m									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1		I $d = 0.3$ m	8.54	4.29	2.86	2.15	1.73	1.44	1.23	1.08	0.96	0.86
		II $d = 0.4$ m	5.71	2.86	1.90	1.43	1.15	0.95	0.82	0.72	0.64	0.57
2.		I $d = 0.3$ m	14.04	7.12	4.76	3.58	2.86	2.37	2.05	1.79	1.59	1.43
		II $d = 0.4$ m	11.31	5.71	3.82	2.85	2.28	1.99	1.63	1.43	1.27	1.15
3		I $d = 0.3$ m	19.30	9.93	6.66	5.00	4.00	3.34	2.86	2.50	2.23	2.00
		II $d = 0.4$ m	16.70	8.53	5.71	4.29	3.43	2.86	2.45	2.15	1.91	1.72
4		I $d = 0.3$ m	24.24	12.68	8.53	6.42	5.14	4.29	3.68	3.22	2.86	2.58
		II $d = 0.4$ m	21.81	11.31	7.59	5.70	4.57	3.81	3.27	2.86	2.54	2.29

Note: 1) the thickness of the crushed stone shell is taken as 0.15 m for all piles; 2) the diameter of the lower ball-shaped crushed stone expansion is equal to 1 m for all piles.

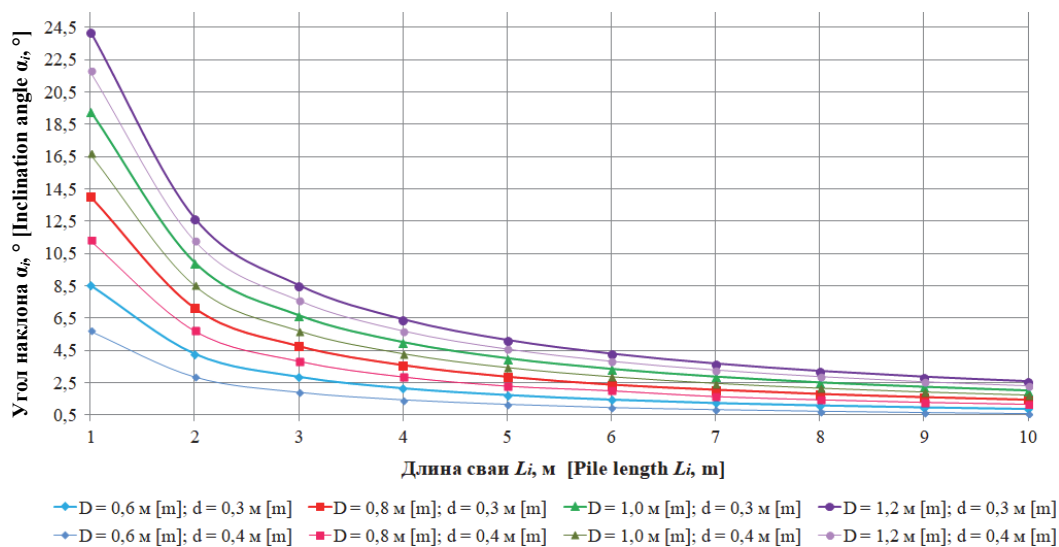


Рис. 2. График изменение угла наклона (α_i , °) по длине (L , м) свай для I и II типов
 Figure 2. A graph of the change in the angle (α_i , °) of inclination along the length (L , м) of the pile for types I and II

Таблица 2

Объемные параметры монолитной железобетонной сваи конической формы

№ п/п	Длина <i>i</i> -свай L_i , м	Объем <i>i</i> -свай $V = 1 / 3\pi L(R^2 + Rr + r^2)$, м ³ , и площадь боковой поверхности <i>i</i> -свай $S = \pi L(R + r)$, м ² , для свай:							
		I тип, нижний диаметр $d = 0,3$, м				II тип, нижней диаметр $d = 0,4$, м			
		Верхний диаметр D , м				Верхний диаметр D , м			
		0,6	0,8	1,0	1,2	0,6	0,8	1,0	1,2
1	1,0	0,165	0,254	0,364	0,494	0,199	0,293	0,408	0,544
		<i>1,413</i>	<i>1,727</i>	<i>2,041</i>	2,355	<i>1,570</i>	<i>1,884</i>	<i>2,198</i>	<i>2,512</i>
2	2,0	0,330	0,507	0,727	0,989	0,398	0,586	0,816	1,088
		<i>2,826</i>	<i>3,454</i>	<i>4,082</i>	<i>4,710</i>	<i>3,140</i>	<i>3,768</i>	<i>4,396</i>	<i>5,024</i>
3	3,0	0,494	0,761	1,091	1,484	0,597	0,879	1,225	1,633
		4,239	<i>5,181</i>	<i>6,123</i>	7,065	<i>4,710</i>	<i>5,652</i>	<i>6,594</i>	7,536
4	4,0	0,659	1,015	1,455	1,978	0,795	1,172	1,633	2,177
		<i>5,652</i>	<i>6,908</i>	<i>8,164</i>	<i>9,420</i>	<i>6,280</i>	7,536	8,792	<i>10,048</i>
5	5,0	0,824	1,270	1,819	2,473	0,994	1,465	2,041	2,721
		7,065	<i>8,635</i>	<i>10,205</i>	<i>11,775</i>	<i>7,850</i>	9,420	<i>10,990</i>	12,560
6	6,0	0,989	1,523	2,182	2,967	1,193	1,758	2,449	3,266
		<i>8,478</i>	<i>10,362</i>	<i>12,246</i>	14,130	9,420	<i>11,304</i>	<i>13,188</i>	15,072
7	7,0	1,154	1,777	2,546	3,462	1,392	2,051	2,857	3,810
		<i>9,891</i>	<i>12,089</i>	<i>14,287</i>	<i>16,485</i>	<i>10,990</i>	<i>13,188</i>	<i>15,386</i>	<i>17,584</i>
8	8,0	1,319	2,030	2,910	3,956	1,591	2,344	3,266	4,3541
		<i>11,304</i>	<i>13,816</i>	<i>16,328</i>	<i>18,840</i>	12,560	15,072	<i>17,640</i>	<i>20,096</i>
9	9,0	1,484	2,284	3,273	4,451	1,790	2,638	3,674	4,898
		12,717	<i>15,543</i>	<i>18,369</i>	<i>21,195</i>	<i>14,130</i>	<i>16,956</i>	<i>19,782</i>	<i>22,608</i>
10	10,0	1,648	2,538	3,637	4,945	1,989	2,931	4,082	5,443
		14,130	<i>17,270</i>	<i>20,410</i>	<i>23,550</i>	<i>15,700</i>	<i>18,840</i>	<i>21,980</i>	<i>25,120</i>

Примечание: над чертой – объем сваи V_i , м³; под чертой – боковая площадь сваи S_i , м².

Table 2

Volumetric parameters of a monolithic reinforced concrete conical pile

No.	Length <i>i</i> -piles, L_i , m	Volume <i>i</i> -piles $V = 1 / 3\pi L(R^2 + Rr + r^2)$, м ³ , and side surface area <i>i</i> -piles $S = \pi L(R + r)$, м ² , for:							
		Type I, the lower diameter $d = 0.3$, m				Type II, lower diameter $d = 0.4$, m			
		The upper diameter D , m				The upper diameter, D , m			
		0.6	0.8	1.0	1.2	0.6	0.8	1.0	1.2
1	1.0	0.165	0.254	0.364	0.494	0.199	0.293	0.408	0.544
		<i>1.413</i>	<i>1.727</i>	<i>2.041</i>	2.355	<i>1.570</i>	<i>1.884</i>	<i>2.198</i>	<i>2.512</i>
2	2.0	0.330	0.507	0.727	0.989	0.398	0.586	0.816	1.088
		<i>2.826</i>	<i>3.454</i>	<i>4.082</i>	<i>4.710</i>	<i>3.140</i>	<i>3.768</i>	<i>4.396</i>	<i>5.024</i>
3	3.0	0.494	0.761	1.091	1.484	0.597	0.879	1.225	1.633
		4.239	<i>5.181</i>	<i>6.123</i>	7.065	<i>4.710</i>	<i>5.652</i>	<i>6.594</i>	7.536
4	4.0	0.659	1.015	1.455	1.978	0.795	1.172	1.633	2.177
		<i>5.652</i>	<i>6.908</i>	<i>8.164</i>	<i>9.420</i>	<i>6.280</i>	7.536	8.792	<i>10.048</i>
5	5.0	0.824	1.270	1.819	2.473	0.994	1.465	2.041	2.721
		7.065	<i>8.635</i>	<i>10.205</i>	<i>11.775</i>	<i>7.850</i>	9.420	<i>10.990</i>	12.560
6	6.0	0.989	1.523	2.182	2.967	1.193	1.758	2.449	3.266
		<i>8.478</i>	<i>10.362</i>	<i>12.246</i>	14.130	9.420	<i>11.304</i>	<i>13.188</i>	15.072
7	7.0	1.154	1.777	2.546	3.462	1.392	2.051	2.857	3.810
		<i>9.891</i>	<i>12.089</i>	<i>14.287</i>	<i>16.485</i>	<i>10.990</i>	<i>13.188</i>	<i>15.386</i>	<i>17.584</i>
8	8.0	1.319	2.030	2.910	3.956	1.591	2.344	3.266	4.3541
		<i>11.304</i>	<i>13.816</i>	<i>16.328</i>	<i>18.840</i>	12.560	15.072	<i>17.640</i>	<i>20.096</i>
9	9.0	1.484	2.284	3.273	4.451	1.790	2.638	3.674	4.898
		12.717	<i>15.543</i>	<i>18.369</i>	<i>21.195</i>	<i>14.130</i>	<i>16.956</i>	<i>19.782</i>	<i>22.608</i>
10	10.0	1.648	2.538	3.637	4.945	1.989	2.931	4.082	5.443
		14.130	<i>17.270</i>	<i>20.410</i>	<i>23.550</i>	<i>15.700</i>	<i>18.840</i>	<i>21.980</i>	<i>25.120</i>

Note: above the line is the volume of the pile V_i , м³; under the line is the lateral area of the pile S_i , м².

Таблица 3

Объемные параметры щебневой оболочки (опалубки) толщиной 0,15 м

№ п/п	Длина i -свай L_i , м	Объем i -щебня $V = 1 / 3\pi L(R^2 + Rr + r^2)$, м ³ , и площадь боковой поверхности i -щебня $S = \pi L(R + r)$, м ² , для:							
		I типа сваи с щебневой оболочкой – нижний диаметр $D = 0,15 + 0,3 + 0,15 = 0,6$, м, при:				II типа сваи с щебневой оболочкой – нижний диаметр $d = 0,15 + 0,4 + 0,15 = 0,7$, м, при:			
		верхних диаметрах $D + D'$, м / радиусах R , м				верхних диаметрах $D + D'$, м / радиусах R , м			
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,45	0,55	0,65	0,75
1	1,0	0,283	0,330	0,377	0,424	0,306	0,353	0,400	0,447
		<i>2,355</i>	<i>2,669</i>	<i>2,983</i>	<i>3,297</i>	<i>2,512</i>	<i>2,826</i>	<i>3,140</i>	<i>3,454</i>
2	2,0	0,565	0,659	0,754	0,848	0,612	0,706	0,801	0,895
		<i>4,710</i>	<i>5,338</i>	<i>5,966</i>	<i>6,594</i>	<i>5,024</i>	<i>5,652</i>	<i>6,280</i>	<i>6,908</i>
3	3,0	0,848	0,990	1,130	1,272	0,918	1,060	1,201	1,312
		<i>7,065</i>	<i>8,007</i>	<i>8,949</i>	<i>9,891</i>	<i>7,536</i>	<i>8,478</i>	<i>9,420</i>	<i>10,362</i>
4	4,0	1,130	1,319	1,507	1,696	1,224	1,413	1,601	1,790
		<i>9,420</i>	<i>10,676</i>	<i>11,932</i>	<i>13,188</i>	<i>10,048</i>	<i>11,304</i>	<i>12,560</i>	<i>13,816</i>
5	5,0	1,413	1,648	1,884	2,119	1,531	1,766	2,002	2,237
		<i>11,775</i>	<i>13,345</i>	<i>14,915</i>	<i>16,485</i>	<i>12,560</i>	<i>14,130</i>	<i>15,700</i>	<i>17,270</i>
6	6,0	1,696	1,978	2,261	2,543	1,837	2,119	2,402	2,685
		<i>14,130</i>	<i>16,014</i>	<i>17,898</i>	<i>19,782</i>	<i>15,072</i>	<i>16,956</i>	<i>18,840</i>	<i>20,724</i>
7	7,0	1,978	2,308	2,638	2,967	2,143	2,473	2,802	3,132
		<i>16,485</i>	<i>18,683</i>	<i>20,881</i>	<i>23,079</i>	<i>17,584</i>	<i>19,782</i>	<i>21,980</i>	<i>24,178</i>
8	8,0	2,261	2,638	3,014	3,391	2,449	2,826	3,203	3,580
		<i>18,840</i>	<i>21,352</i>	<i>23,864</i>	<i>26,376</i>	<i>20,096</i>	<i>22,608</i>	<i>25,120</i>	<i>27,632</i>
9	9,0	2,543	2,967	3,391	3,815	2,755	3,179	3,603	4,027
		<i>21,195</i>	<i>24,021</i>	<i>26,847</i>	<i>29,673</i>	<i>22,608</i>	<i>25,434</i>	<i>28,260</i>	<i>31,086</i>
10	10,0	2,826	3,297	3,768	4,239	3,061	3,532	4,003	4,474
		<i>23,550</i>	<i>26,690</i>	<i>29,830</i>	<i>32,970</i>	<i>25,120</i>	<i>28,260</i>	<i>31,400</i>	<i>34,540</i>

Примечание: над чертой – объем щебня V_i , м³; под чертой – боковая площадь щебневой опалубки S_i , м².

Table 3

Volumetric parameters of crushed stone shell (formwork) 0.15 m thick

No.	Length i -piles, L_i , m	Volume i -piles $V = 1 / 3\pi L(R^2 + Rr + r^2)$, м ³ , and side surface area i -piles $S = \pi L(R + r)$, м ² , for:							
		Type I piles with crushed stone – lower diameter $d = 0.15 + 0.3 + 0.15 = 0.6$, m, with:				Type II piles with crushed stone – lower diameter $d = 0.15 + 0.4 + 0.15 = 0.7$, m, with:			
		upper diameters $D + D'$, m / radii R , m				upper diameters $D + D'$, m / radii R , m			
		0.45	0.55	0.65	0.75	0.45	0.55	0.65	0.75
1	1.0	0.283	0.330	0.377	0.424	0.306	0.353	0.400	0.447
		<i>2.355</i>	<i>2.669</i>	<i>2.983</i>	<i>3.297</i>	<i>2.512</i>	<i>2.826</i>	<i>3.140</i>	<i>3.454</i>
2	2.0	0.565	0.659	0.754	0.848	0.612	0.706	0.801	0.895
		<i>4.710</i>	<i>5.338</i>	<i>5.966</i>	<i>6.594</i>	<i>5.024</i>	<i>5.652</i>	<i>6.280</i>	<i>6.908</i>
3	3.0	0.848	0.990	1.130	1.272	0.918	1.060	1.201	1.312
		<i>7.065</i>	<i>8.007</i>	<i>8.949</i>	<i>9.891</i>	<i>7.536</i>	<i>8.478</i>	<i>9.420</i>	<i>10.362</i>
4	4.0	1.130	1.319	1.507	1.696	1.224	1.413	1.601	1.790
		<i>9.420</i>	<i>10.676</i>	<i>11.932</i>	<i>13.188</i>	<i>10.048</i>	<i>11.304</i>	<i>12.560</i>	<i>13.816</i>
5	5.0	1.413	1.648	1.884	2.119	1.531	1.766	2.002	2.237
		<i>11.775</i>	<i>13.345</i>	<i>14.915</i>	<i>16.485</i>	<i>12.560</i>	<i>14.130</i>	<i>15.700</i>	<i>17.270</i>
6	6.0	1.696	1.978	2.261	2.543	1.837	2.119	2.402	2.685
		<i>14.130</i>	<i>16.014</i>	<i>17.898</i>	<i>19.782</i>	<i>15.072</i>	<i>16.956</i>	<i>18.840</i>	<i>20.724</i>
7	7.0	1.978	2.308	2.638	2.967	2.143	2.473	2.802	3.132
		<i>16.485</i>	<i>18.683</i>	<i>20.881</i>	<i>23.079</i>	<i>17.584</i>	<i>19.782</i>	<i>21.980</i>	<i>24.178</i>
8	8.0	2.261	2.638	3.014	3.391	2.449	2.826	3.203	3.580
		<i>18.840</i>	<i>21.352</i>	<i>23.864</i>	<i>26.376</i>	<i>20.096</i>	<i>22.608</i>	<i>25.120</i>	<i>27.632</i>
9	9.0	2.543	2.967	3.391	3.815	2.755	3.179	3.603	4.027
		<i>21.195</i>	<i>24.021</i>	<i>26.847</i>	<i>29.673</i>	<i>22.608</i>	<i>25.434</i>	<i>28.260</i>	<i>31.086</i>
10	10.0	2.826	3.297	3.768	4.239	3.061	3.532	4.003	4.474
		<i>23.550</i>	<i>26.690</i>	<i>29.830</i>	<i>32.970</i>	<i>25.120</i>	<i>28.260</i>	<i>31.400</i>	<i>34.540</i>

Note: above the line is the volume of crushed stone V_i , м³; under the line is the lateral area of the crushed stone formwork S_i , м².

Исследование напряженного состояния модели «свайная конструкция + грунт». Для вычислительного эксперимента выбрана монолитная железобетонная конусообразная свая длиной 2 м с верхним диаметром $D = 0,6$ м. Вокруг сваи расположена щебневая оболочка толщиной 0,15 м с нижним щебневым шаром, имеющим диаметр около 1 м. Выбранная длина сваи широко применяется при проектировании малоэтажных зданий²⁵. Грунтовым массивом является однородное, сплошное, изотропное, линейно деформируемое тело кубической формы с размерами $7 \times 7 \times 7$ м [29]. На рис. 3 представлены нормальные (a , b) и касательные ($в$) напряжения от вертикальной нагрузки N свайной конструкции с грунтовым массивом.

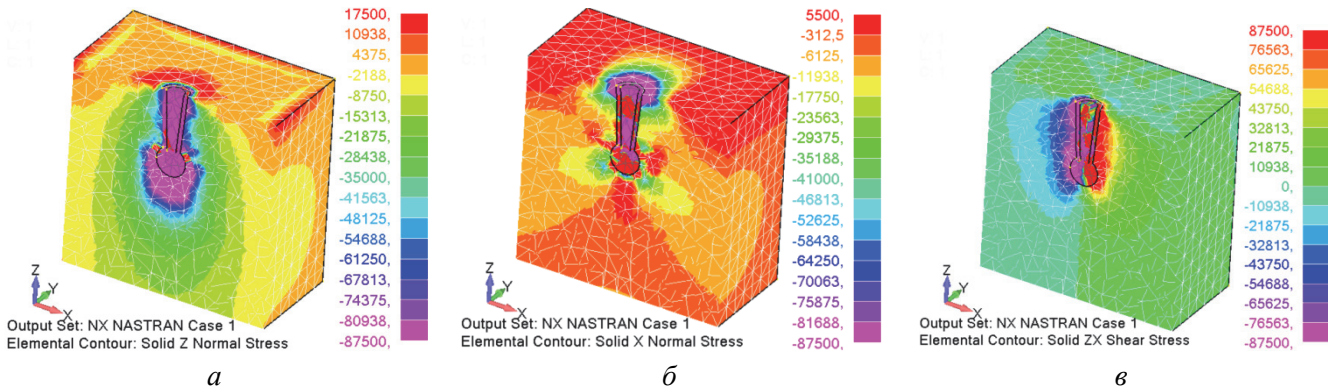


Рис. 3. Напряженное состояние пространственной линейно-деформированной модели «свайная конструкция + грунт» от вертикального нагружения:

a – нормальные напряжения по оси Z объемного элемента σ_z , Н/м^2 ; b – нормальные напряжения по оси X объемного элемента σ_x , Н/м^2 ; $в$ – касательные напряжения в плоскости ZX объемного элемента τ_{zx} , Н/м^2

Figure 3. Stress state of the spatial model “pile structure + soil” from vertical loading:

a – solid Z normal stress σ_z , N/m^2 ; b – solid X normal stress σ_x , N/m^2 ; $в$ – solid ZX shear stress τ_{zx} , N/m^2

На рис. 3, a видно, что вокруг свайной конструкции на поверхности грунта (в плоскости XU) возникают вертикальные растягивающие напряжения по оси z (от 17,5 до 4,4 МПа), которые образуются за счет вертикального смещения свайной конструкции и прилегающего грунта с образованием воронки. В отличие от материала свайного фундамента грунты способны воспринимать сжимающие и сдвигающие усилия, но практически не воспринимают растягивающие усилия. По этой причине на поверхности земли следует ожидать появления «разрывов» вокруг сваи. В разрезе пространственной модели координатной плоскостью ZX видно, что по глубине возникают изообласти давлений в интервале от 87,5 до 2,2 МПа. Изообласть максимальных давлений (область максимальных сжимающих напряжений $\sigma_z = 87,5$ МПа) в грунте повторяет форму конусообразной сваи с нижним щебневым шаром. Области сжимающих напряжений σ_z в интервале от 87,5 до 41,6 МПа практически повторяют по форме область максимальных напряжений (87,5 МПа). Области остальных сжимающих напряжений σ_z (менее 41,6 МПа) имеют форму овала. С увеличением глубины z интенсивность вертикальных давлений σ_z заметно уменьшается.

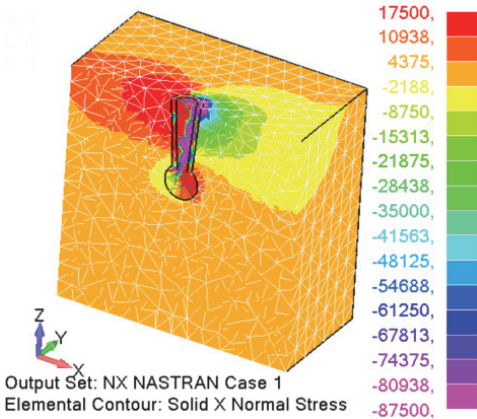


Рис. 4. Нормальные напряжения по оси X свайной конструкций и грунта от горизонтального нагружения $P = 100$ кН

Figure 4. Normal stresses along the X axis of pile structures and soil from horizontal loading $P = 100$ кН

приобретают форму овала. На разрезе модели виден характер распределения максимальных распоров (87,5 МПа) на глубине с отметкой в $1/4$ длины сваи. Виден также характер симметричного пере-

Области горизонтальных напряжений σ_x (распоров) свайной конструкции и грунтового основания представлены на рис. 3, b . На поверхности грунта (в плоскости XU) вокруг свайной конструкции образуются области боковых давлений (распоров) в диапазоне от 87,5 до 46,8 МПа. Они повторяют ее округлую форму. С уменьшением величины распора (от 41 МПа) указанные области

²⁵ СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2011.

распределения в противоположные стороны от центральной оси симметрии максимальных боковых давлений, максимальное значение которых достигает 38,8 МПа. С увеличением глубины погружения интенсивность боковых давлений заметно уменьшается, в то время как по ширине область их действия существенно увеличивается.

На рис. 3, в приведена картина распределения касательных напряжений τ_{zx} (сдвигов) свайной модели с учетом грунтового массива. В глубине грунтовой толщии максимальные касательные напряжения ($\tau_{zx} = 87,5$ МПа) распределяются в форме двух симметричных зон, ориентированных вдоль свайной конструкции и отслеживающих ее форму (по ее боковой поверхности), включая нижний щебневый шар.

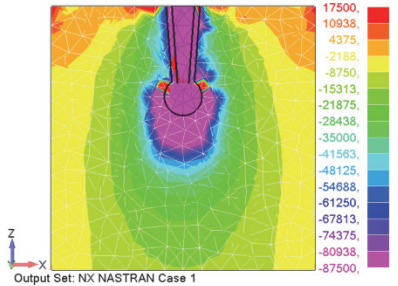
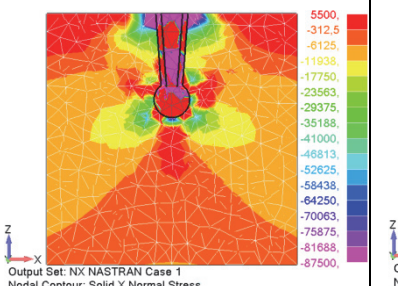
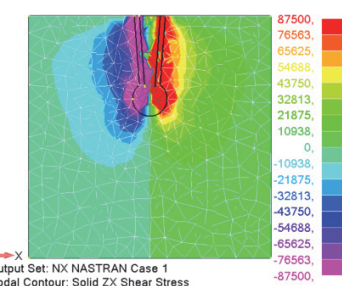
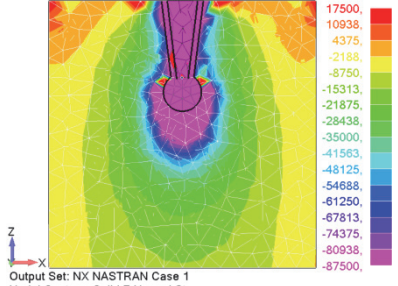
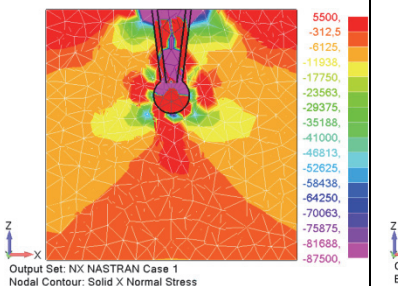
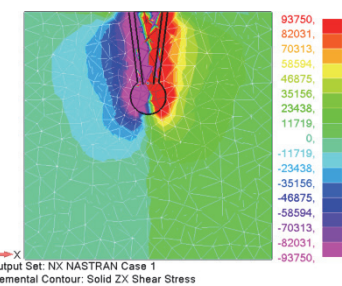
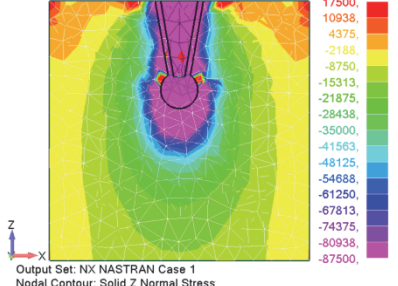
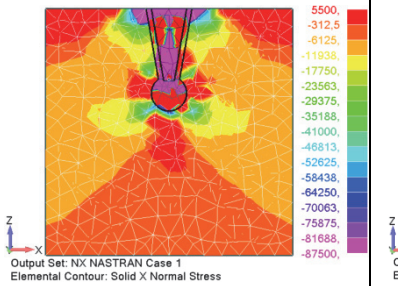
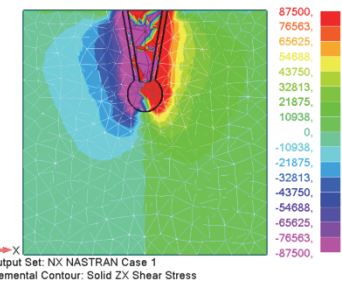
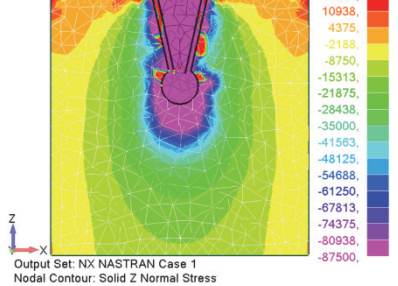
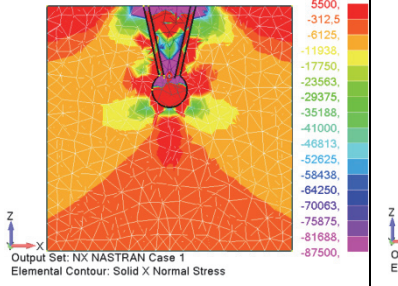
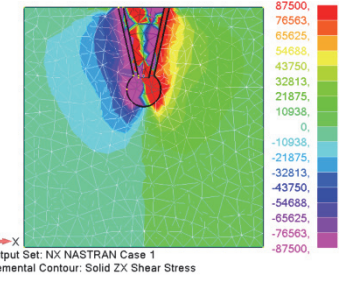
Напряжения σ_x от горизонтальной сосредоточенной нагрузки $P = 100$ кН проиллюстрированы на рис. 4. От горизонтального смещения свайной конструкции в массиве грунта возникают растягивающие напряжения, находящиеся в диапазоне от 17,5 до 4,4 МПа, а также сжимающие горизонтальные напряжения в пределах от 87,5 до 2,2 МПа.

Таблица 4

Нормальные и касательные напряжения расчетной модели «свая – грунт» длиной $L = 2$ м

Верхний и нижний диаметры	Нормальные напряжения σ_z , Н/м ²		Касательные напряжения τ_{zx} , Н/м ²
	Вертикальные сжимающие напряжения σ_z , Н/м ²	Горизонтальные напряжения σ_x , Н/м ²	
Верхний диаметр $D = 0,6$ м, нижний диаметр $d = 0,3$ м			
Верхний диаметр $D = 0,8$ м, нижний диаметр $d = 0,3$ м			
Верхний диаметр $D = 1,0$ м, нижний диаметр $d = 0,3$ м			
Верхний диаметр $D = 1,2$ м, нижний диаметр $d = 0,3$ м			

Normal and tangential stresses of the design model “pile – soil” with a length $L = 2$ m

Top and bottom diameters	Normal stresses $\sigma_z, \text{N/m}^2$		Shear stresses $\tau_{zx}, \text{N/m}^2$
	Solid Z normal stress $\sigma_z, \text{N/m}^2$	Solid X normal stress $\sigma_{xx}, \text{N/m}^2$	
Top diameter $D = 0.6$ m, bottom diameter $d = 0.3$ m	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Nodal Contour: Solid Z Normal Stress	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Nodal Contour: Solid X Normal Stress	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Nodal Contour: Solid ZX Shear Stress
Top diameter $D = 0.8$ m, bottom diameter $d = 0.3$ m	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Nodal Contour: Solid Z Normal Stress	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Nodal Contour: Solid X Normal Stress	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Elemental Contour: Solid ZX Shear Stress
Top diameter $D = 1.0$ m, bottom diameter $d = 0.3$ m	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Nodal Contour: Solid Z Normal Stress	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Elemental Contour: Solid X Normal Stress	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Elemental Contour: Solid ZX Shear Stress
Top diameter $D = 1.2$ m, bottom diameter $d = 0.3$ m	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Nodal Contour: Solid Z Normal Stress	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Elemental Contour: Solid X Normal Stress	 Output Set: NX NASTRAN Case 1 Elemental Contour: Solid ZX Shear Stress

В табл. 4 приведены цветные области, характеризующие вертикальные сжимающие и горизонтальные напряжения, а также касательные напряжения, возникающие в напряженной области грунтового массива и свайной конструкции длиной 2 м с верхними диаметрами $D = 0,6; 0,8; 1,0$ и 1,2 м.

Исследование деформированного состояния свайной конструкции. На рис. 5 и 6 представлены пространственные картины вертикальных и горизонтальных перемещений сваи от действия вертикальной ($N = 1000$ кН) и горизонтальной ($P = 100$ кН) нагрузок.

В табл. 5 приведены результаты статического расчета свайной конструкции различной геометрии, находящейся под действием горизонтальной и вертикальной нагрузок.

По результатам расчета можно сделать вывод, что для свай *одинаковой длины* $L_i = \text{const}$ числовые значения осадки и горизонтального перемещения уменьшаются с увеличением верхнего диаметра (табл. 5). Если сравнить сваи *разной длины* L_i , но с одинаковыми площадями боковой поверхности $S_i = \text{const}$, то можно обнаружить, что длина сваи оказывает наиболее существенное влияние на осадку (вертикальную составляющую перемещения), в то время как на горизонтальное перемещение сваи наибольшее влияние оказывает верхний диаметр $D_{\text{св}}$ поперечного сечения.

В табл. 6 иллюстрируются перемещения относительно короткой свайной конструкции (длиной $L = 2$ м) с разными верхними диаметрами.

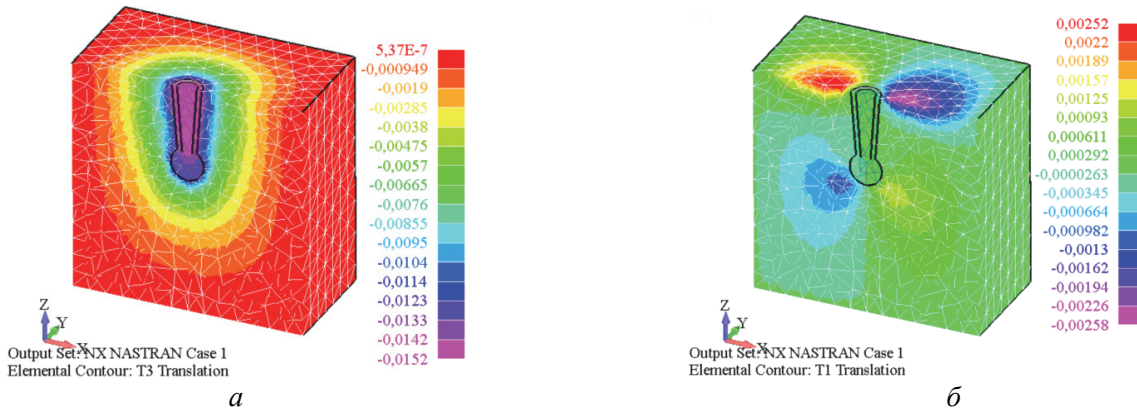


Рис. 5. Вертикальные (а) и горизонтальные (б) перемещения свайной конструкции и грунта от вертикального нагружения силой $N = 1000$ кН

Figure 5. Vertical (a) and horizontal (b) displacements of pile structures and soil from vertical loading by force $N = 1000$ kN

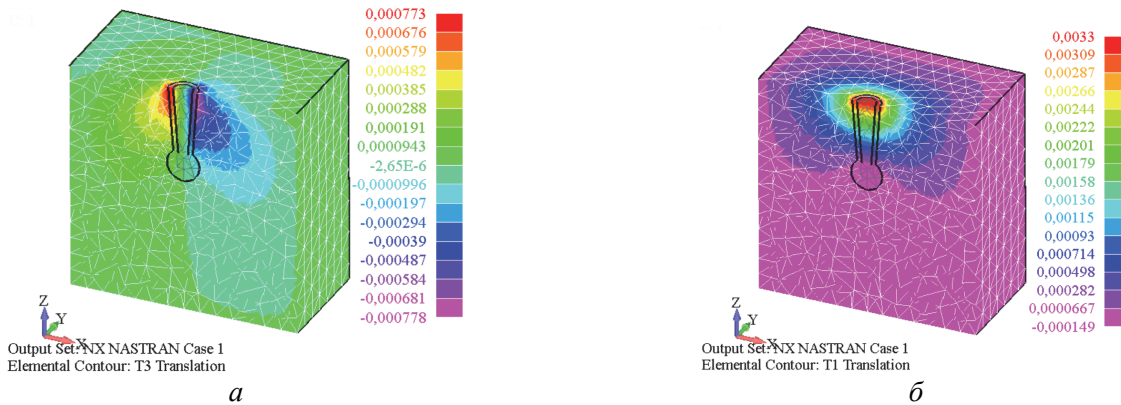


Рис. 6. Вертикальные (а) и горизонтальные (б) перемещения свайной конструкции и грунта от горизонтального нагружения силой $P = 100$ кН

Figure 6. Vertical (a) and horizontal (b) displacements of pile structures and soil from horizontal loading by force $P = 100$ kN

Следует отметить, что на НДС свайной конструкции существенное влияние оказывает технология выполняемых строительных работ. Если боковая поверхность сваи опирается с помощью крепежных элементов и бетонной смеси на щебневую оболочку, которая является опалубкой, утрамбованной в грунт и создающей при этом весьма плотное околосвайное пространство, то можно считать, что свайная конструкция работает под нагрузкой как единое целое. При этом размер сваи увеличивается на толщину t (м) щебневой оболочки (см. табл. 3). В этом случае на осадку сваи существенно влияет радиус уплотненного вокруг нее грунта. Указанный радиус зависит от физико-механических характеристик грунта, фракции применяемого щебня и силы вдавливания его в грунт. Нижнее шарообразное щебневое расширение является жестким материком, своеобразной прослойкой между слабыми и мало сжимаемыми грунтами. С увеличением длины сваи большая доля сжимающей N нагрузки будет передаваться основанию посредством трения боковой поверхности. Однако с течением времени некоторая доля этой нагрузки переходит на острие сваи из-за релаксации грунта. Поэтому устройство шарообразного щебневого расширения на нижнем конце сваи позволяет передавать и равномерно перераспределять сжимающую (вертикальную) N нагрузку на основание, уменьшая при этом осадку сваи²⁶ [30]. В случае если технология по устройству сваи со щебневой оболочкой не предусматривает их совместную работу как единой конструкции, щебневая оболочка будет являться всего лишь опалубкой. В подобной ситуации сравнение схожих параметров следует выполнять как для монолитной железобетонной сваи.

²⁶ Сапожников А.И., Кужахметова Э.Р. Способы погружения, прочностные и деформационные расчеты свай. Б. и., 2015. 71 с. URL: <https://rucont.ru/efd/314524> (дата обращения: 15.05.2021).

Таблица 5

Максимальные перемещения свай I и II типов с разной длиной от вертикальной и горизонтальной нагрузки

№ п/п	Длина <i>i</i> -й свай <i>L</i> , м	Вертикальные s_i и горизонтальные перемещения Δx_i <i>i</i> -свай разного вида:							
		I тип, нижний диаметр $d = 0,3$, м				II тип, нижний диаметр $d = 0,4$, м			
		Верхний диаметр D , м				Верхний диаметр D , м			
		0,6	0,8	1,0	1,2	0,6	0,8	1,0	1,2
1	1,0	0,01760	0,01590	0,01490	0,01380	0,0166	0,0160	0,0147	0,0137
		<i>0,00385</i>	<i>0,00281</i>	<i>0,00236</i>	<i>0,00198</i>	<i>0,0032</i>	<i>0,0028</i>	<i>0,0025</i>	<i>0,0022</i>
2	2,0	0,01520	0,01450	0,01390	0,01290	0,0147	0,0141	0,0131	0,0129
		<i>0,00330</i>	<i>0,00283</i>	<i>0,00247</i>	<i>0,00214</i>	<i>0,0032</i>	<i>0,0028</i>	<i>0,0025</i>	<i>0,0022</i>
3	3,0	0,01200	0,01140	0,01080	0,01030	0,0117	0,0111	0,0106	0,0101
		<i>0,00302</i>	<i>0,00251</i>	<i>0,00218</i>	<i>0,00190</i>	<i>0,0029</i>	<i>0,0025</i>	<i>0,0022</i>	<i>0,0019</i>
4	4,0	0,01000	0,00952	0,00904	0,00857	0,0098	0,0093	0,0088	0,0084
		<i>0,00288</i>	<i>0,00234</i>	<i>0,00200</i>	<i>0,00174</i>	<i>0,0028</i>	<i>0,0023</i>	<i>0,0020</i>	<i>0,0017</i>
5	5,0	0,00875	0,00825	0,00780	0,00740	0,0085	0,0080	0,0076	0,0072
		<i>0,00279</i>	<i>0,00224</i>	<i>0,00190</i>	<i>0,00161</i>	<i>0,0027</i>	<i>0,0022</i>	<i>0,0018</i>	<i>0,0016</i>
6	6,0	0,00777	0,00723	0,00682	0,00648	0,0075	0,0070	0,0066	0,0063
		<i>0,00273</i>	<i>0,00216</i>	<i>0,00180</i>	<i>0,00153</i>	<i>0,0027</i>	<i>0,0021</i>	<i>0,0018</i>	<i>0,0015</i>
7	7,0	0,00710	0,00666	0,00625	0,00575	0,0070	0,0063	0,0059	0,0056
		<i>0,00269</i>	<i>0,00211</i>	<i>0,00174</i>	<i>0,00145</i>	<i>0,0026</i>	<i>0,0021</i>	<i>0,0017</i>	<i>0,0014</i>
8	8,0	0,00644	0,00591	0,00552	0,00519	0,0062	0,0057	0,0054	0,0050
		<i>0,00266</i>	<i>0,00209</i>	<i>0,00169</i>	<i>0,00142</i>	<i>0,0026</i>	<i>0,0020</i>	<i>0,0017</i>	<i>0,0014</i>
9	9,0	0,00599	0,00543	0,00506	0,00474	0,0057	0,0052	0,0049	0,0046
		<i>0,00264</i>	<i>0,00204</i>	<i>0,00165</i>	<i>0,00138</i>	<i>0,0026</i>	<i>0,0020</i>	<i>0,0016</i>	<i>0,0013</i>
10	10,0	0,00561	0,00507	0,00476	0,00440	0,0054	0,0048	0,0045	0,0042
		<i>0,00261</i>	<i>0,00204</i>	<i>0,00163</i>	<i>0,00120</i>	<i>0,0025</i>	<i>0,0020</i>	<i>0,0016</i>	<i>0,0013</i>

Примечание: над чертой – осадка (вертикальные перемещения); под чертой – горизонтальные перемещения.

Table 5

Maximum displacements of piles of types I and II with different lengths from vertical and horizontal load

No.	Length <i>i</i> -piles, <i>L</i> , m	Vertical s_i and horizontal displacements Δx_i <i>i</i> -piles of different types:							
		Type I, the lower diameter $d = 0.3$, m				Type II, lower diameter $d = 0.4$, m			
		The upper diameter D , m				The upper diameter D , m			
		0.6	0.8	1.0	1.2	0.6	0.8	1.0	1.2
1	1.0	0.01760	0.01590	0.01490	0.01380	0.0166	0.0160	0.0147	0.0137
		<i>0.00385</i>	<i>0.00281</i>	<i>0.00236</i>	<i>0.00198</i>	<i>0.0032</i>	<i>0.0028</i>	<i>0.0025</i>	<i>0.0022</i>
2	2.0	0.01520	0.01450	0.01390	0.01290	0.0147	0.0141	0.0131	0.0129
		<i>0.00330</i>	<i>0.00283</i>	<i>0.00247</i>	<i>0.00214</i>	<i>0.0032</i>	<i>0.0028</i>	<i>0.0025</i>	<i>0.0022</i>
3	3.0	0.01200	0.01140	0.01080	0.01030	0.0117	0.0111	0.0106	0.0101
		<i>0.00302</i>	<i>0.00251</i>	<i>0.00218</i>	<i>0.00190</i>	<i>0.0029</i>	<i>0.0025</i>	<i>0.0022</i>	<i>0.0019</i>
4	4.0	0.01000	0.00952	0.00904	0.00857	0.0098	0.0093	0.0088	0.0084
		<i>0.00288</i>	<i>0.00234</i>	<i>0.00200</i>	<i>0.00174</i>	<i>0.0028</i>	<i>0.0023</i>	<i>0.0020</i>	<i>0.0017</i>
5	5.0	0.00875	0.00825	0.00780	0.00740	0.0085	0.0080	0.0076	0.0072
		<i>0.00279</i>	<i>0.00224</i>	<i>0.00190</i>	<i>0.00161</i>	<i>0.0027</i>	<i>0.0022</i>	<i>0.0018</i>	<i>0.0016</i>
6	6.0	0.00777	0.00723	0.00682	0.00648	0.0075	0.0070	0.0066	0.0063
		<i>0.00273</i>	<i>0.00216</i>	<i>0.00180</i>	<i>0.00153</i>	<i>0.0027</i>	<i>0.0021</i>	<i>0.0018</i>	<i>0.0015</i>
7	7.0	0.00710	0.00666	0.00625	0.00575	0.0070	0.0063	0.0059	0.0056
		<i>0.00269</i>	<i>0.00211</i>	<i>0.00174</i>	<i>0.00145</i>	<i>0.0026</i>	<i>0.0021</i>	<i>0.0017</i>	<i>0.0014</i>
8	8.0	0.00644	0.00591	0.00552	0.00519	0.0062	0.0057	0.0054	0.0050
		<i>0.00266</i>	<i>0.00209</i>	<i>0.00169</i>	<i>0.00142</i>	<i>0.0026</i>	<i>0.0020</i>	<i>0.0017</i>	<i>0.0014</i>
9	9.0	0.00599	0.00543	0.00506	0.00474	0.0057	0.0052	0.0049	0.0046
		<i>0.00264</i>	<i>0.00204</i>	<i>0.00165</i>	<i>0.00138</i>	<i>0.0026</i>	<i>0.0020</i>	<i>0.0016</i>	<i>0.0013</i>
10	10.0	0.00561	0.00507	0.00476	0.00440	0.0054	0.0048	0.0045	0.0042
		<i>0.00261</i>	<i>0.00204</i>	<i>0.00163</i>	<i>0.00120</i>	<i>0.0025</i>	<i>0.0020</i>	<i>0.0016</i>	<i>0.0013</i>

Note: above the line – draft (vertical movement); below the line – horizontal movements.

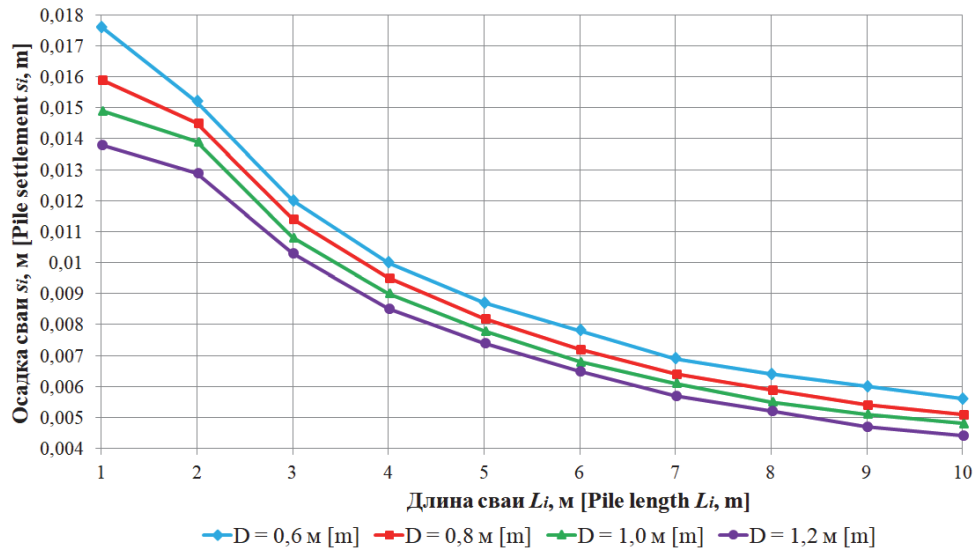
Результаты расчета короткой сваи длиной $L = 2$ м

Верхний и нижний диаметры	Вертикальная осадка s_b , м, от $N = 1000$ кН	Горизонтальное перемещение Δx , м, от $P = 100$ кН
Верхний диаметр $D = 0,6$ м, нижний диаметр $d = 0,3$ м	<p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0152): Total Translation Nodal Contour: Total Translation</p>	<p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00336): Total Translation Nodal Contour: T1 Translation</p>
Верхний диаметр $D = 0,8$ м, нижний диаметр $d = 0,3$ м	<p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0145): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	<p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0029): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>
Верхний диаметр $D = 1,0$ м, нижний диаметр $d = 0,3$ м	<p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0139): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	<p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00255): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>
Верхний диаметр $D = 1,2$ м, нижний диаметр $d = 0,3$ м	<p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0129): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	<p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00223): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>

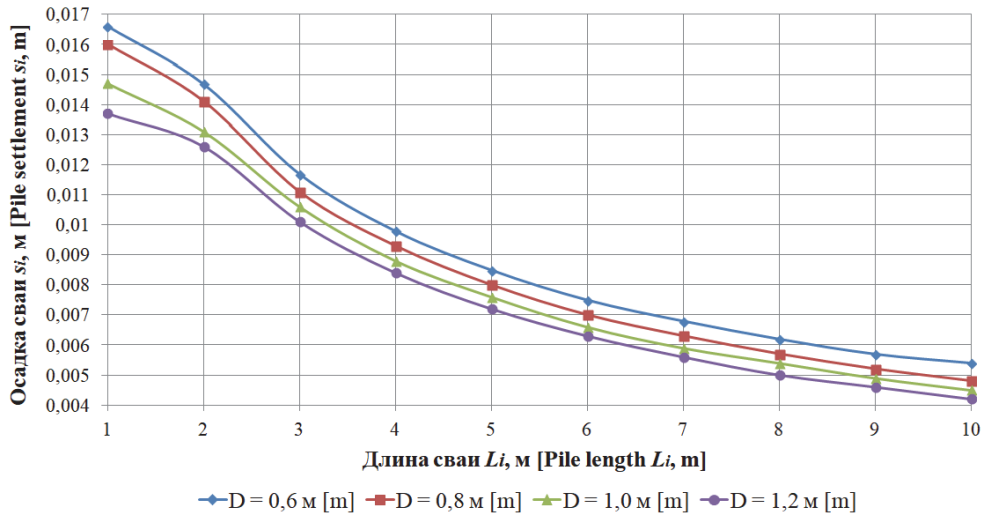
Table 6

The results of the calculation of a short pile with a length $L = 2$ m

Top and bottom diameters	Vertical draft s_v , m, from $N = 1000$ kN	Horizontal displacement Δx_i , m, from $P = 100$ kN
Top diameter $D = 0.6$ m, bottom diameter $d = 0.3$ m	<p>Output: Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0152): Total Translation Nodal Contour: Total Translation</p>	<p>Output: Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00336): Total Translation Nodal Contour: T1 Translation</p>
Top diameter $D = 0.8$ m, bottom diameter $d = 0.3$ m	<p>Output: Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0145): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	<p>Output: Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0029): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>
Top diameter $D = 1.0$ m, bottom diameter $d = 0.3$ m	<p>Output: Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0139): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	<p>Output: Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00255): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>
Top diameter $D = 1.2$ m, bottom diameter $d = 0.3$ m	<p>Output: Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0129): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	<p>Output: Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00223): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>



a



b

Рис. 7. График «осадка s_i , м – длина L , м» свай от вертикальной нагрузки $N = 100$, т, для нижних диаметров: $d = 0,3$ м (а); $d = 0,4$ м (б)
 Figure 7. Graph “draft s_i , m – length L , m” of piles from vertical load $N = 100$, t, for lower diameters: $d = 0.3$ m (a); $d = 0.4$ m (b)

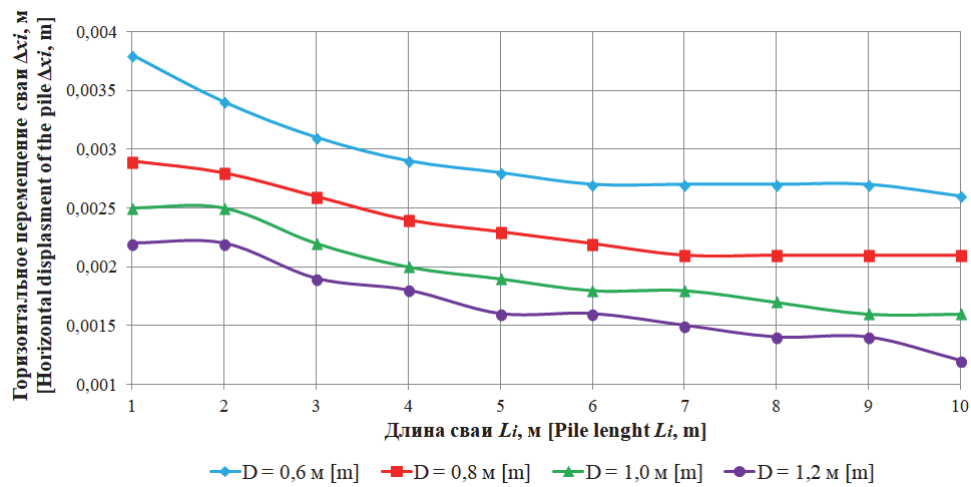
Таблица 7

Сравнение результатов по схожим параметрам монолитной | железобетонной свай

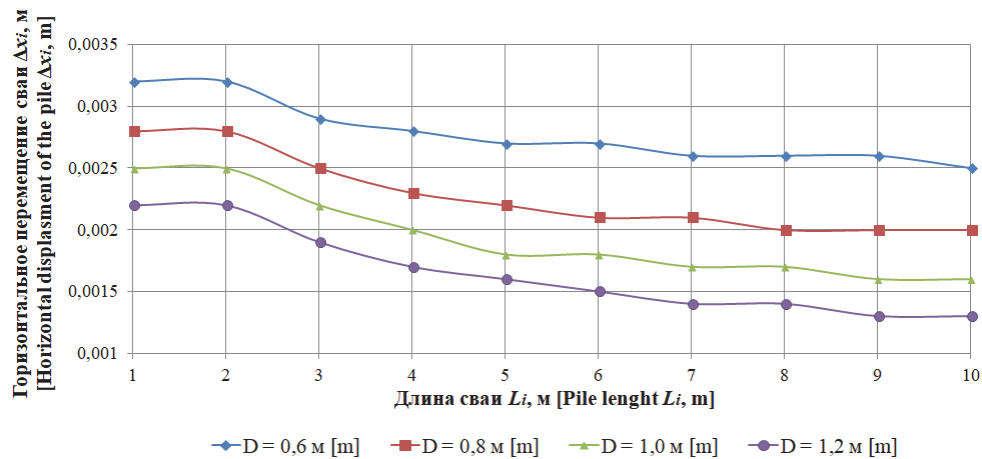
№ п/п	Длина L , м	Диаметры монолитной железобетонной свай		Параметры монолитной железобетонной свай		Максимальные перемещения свай (без учета щебневой оболочки)		Параметры щебневой оболочки (толщина 0,15 м)		Максимальные перемещения свайной конструкции (с учетом щебневой оболочки)	
		D , м	d , м	V , м ³	S , м ²	s_b , мм	Δx_b , мм	V , м ³	S , м ²	s_b , мм	Δx_b , мм
1	1,0	1,2	0,3	0,494	2,355	19,64	2,79	0,424	3,297	13,80	1,98
	3,0	0,6	0,3	0,494	4,239	12,10	2,05	0,848	7,065	12,00	3,02
2	3,0	1,2	0,3	1,484	7,065	11,90	2,38	1,272	9,891	10,30	1,90
	5,0	0,6	0,3	0,824	7,065	9,32	2,79	1,413	11,775	8,75	2,79
3	6,0	1,2	0,3	2,967	14,13	8,73	1,92	2,543	19,782	6,48	1,53
	10,0	0,6	0,3	1,648	14,13	11,30	2,27	2,826	23,550	5,61	2,61
4	3,0	1,2	0,3	1,484	7,065	11,90	2,38	1,272	9,891	10,30	1,90
	9,0	0,6	0,3	1,484	12,717	10,96	2,23	2,543	21,195	5,99	2,64

Comparison of results for similar parameters of monolithic reinforced concrete piles

No.	Length L , m	Diameters of monolithic reinforced concrete piles		Monolithic reinforced concrete pile parameters		Maximum displacement of the pile (excluding the crushed stone shell)		Crushed stone shell parameters (thickness 0.15 m)		Maximum displacement of the pile structure (excluding the crushed stone shell)	
		D , m	d , m	V , m ³	S , m ²	s_i , mm	Δx_i , mm	V , m ³	S , m ²	s_i , mm	Δx_i , mm
1	1.0	1.2	0.3	0.494	2.355	19.64	2.79	0.424	3.297	13.80	1.98
	3.0	0.6	0.3	0.494	4.239	12.10	2.05	0.848	7.065	12.00	3.02
2	3.0	1.2	0.3	1.484	7.065	11.90	2.38	1.272	9.891	10.30	1.90
	5.0	0.6	0.3	0.824	7.065	9.32	2.79	1.413	11.775	8.75	2.79
3	6.0	1.2	0.3	2.967	14.130	8.73	1.92	2.543	19.782	6.48	1.53
	10.0	0.6	0.3	1.648	14.130	11.30	2.27	2.826	23.550	5.61	2.61
4	3.0	1.2	0.3	1.484	7.065	11.90	2.38	1.272	9.891	10.30	1.90
	9.0	0.6	0.3	1.484	12.717	10.96	2.23	2.543	21.195	5.99	2.64



a



б

Рис. 8. График «перемещение s_2 – длина L , м» от горизонтальной нагрузки $P = 10$, т, для нижнего диаметра: $d = 0,3$ м (а); $d = 0,4$ м (б)
 Figure 8. The graph “displacement s_2 – length L , m” from the horizontal load $P = 10$, t, for the lower diameter: $d = 0,3$ m (a); $d = 0,4$ m (b)

В табл. 7 представлены максимальные вертикальные и горизонтальные перемещения монолитной железобетонной сваи типа I по схожим параметрам без учета и с учетом щебневой оболочки. Например, площади боковой поверхности монолитных железобетонных свай длиной 5 м с верхним диаметром

$D = 0,6$ м и сваи длиной 3 м с верхним диаметром $D = 1,2$ м одинаковые, то есть $S_{L=5} = S_{L=3} = 7,065$ м². При этом расход бетона составляет для пятиметровой сваи $V_{L=5} = 0,824$ м³, а для трехметровой сваи – $V_{L=3} = 1,484$ м³. По результатам численного анализа осадка трехметровой свайной конструкции составила $\Delta z_{L=3} = 11,90$ мм, а для пятиметровой – $\Delta z_{L=5} = 9,32$ мм, то есть осадка уменьшилась на 22 % (в то время как горизонтальное перемещение уменьшилось на 34 %). Следовательно, при сравнении двух свай можно сказать, что свая $L = 5$ м – более выгодный вариант, поскольку экономия бетона при ее строительстве достигает около 44 %. Численный анализ показывает, что на уменьшение осадки в большей степени оказывает увеличение площади боковой поверхности монолитной железобетонной сваи, которая дополнительно возрастает за счет ее совместной работы с щебневой оболочкой. Отсюда вертикальное и горизонтальное перемещения свайной конструкции уменьшились на 15 и 34 % соответственно.

На рис. 7 представлено изменение осадки s_i , м, конструкции двух типов свай в зависимости от длины L_i , м. Данные графики наглядно демонстрируют плавное уменьшение осадки начиная с $L = 2$ м до $L = 10$ м для свай с верхними диаметрами $D_{св} = 0,6; 0,8; 1,0; 1,2$ м.

На рис. 8 представлены графики изменения максимальных горизонтальных перемещений свай разной геометрической формы (верхние диаметры: $D_{св} = 0,6; 0,8; 1,0; 1,2$ м) в зависимости от длины L , м. Видно, что зависимость горизонтальных перемещений свай от длины незначительна.

Обсуждение

В настоящее время при строительстве новых зданий и сооружений любой сложности и этажности инженеры широко применяют набивные свайные фундаменты. Их в первую очередь привлекает безопасное использование фундаментов в стесненных условиях городской застройки, а также при реконструкции и планировке зданий (сооружений), расположенных в непосредственной близости от уже эксплуатируемых и жилых зданий.

Конструкции набивных свайных фундаментов, содержащихся в СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты»²⁷, оказываются не всегда приемлемыми вследствие дороговизны, малокупаемости и недостаточной прочности. Особенно это характерно для строительства в слабоструктурированных и водонасыщенных грунтах. В подобных случаях наиболее практичным решением является применение монолитной железобетонной сваи конической формы с нижним (концевым) щебневым шарообразным расширением. Данная свая может оказаться наиболее выгодной, как по технологии производства, так и по расходу материала. Характерная конусообразная форма сваи с нижним щебневым расширением обеспечивает существенное увеличение жесткости в вертикальном и горизонтальном направлениях. Работая как монолитное тело²⁸ [30], свая предложенной конструкции вдавливается в массив основания, создавая дополнительные уплотнения грунта вокруг шарообразной формы.

Важную роль для обеспечения эффективности свайного фундамента играет технология строительных работ. Особое внимание должно быть уделено порционной засыпке щебня и его утрамбовке, сначала при формировании нижнего шарообразного расширения, а затем в процессе постепенно переходя к стенкам боковой щебневой оболочки (опалубки). Именно равномерное вдавливание щебня разной фракции позволяет создавать равномерное уплотнение грунта. Радиус уплотнения и плотность грунта по боковой поверхности сваи и под ее концевым шарообразным расширением можно определить только экспериментальным путем с применением различных методов, подробно описанных, например, в [31].

Заключение

Известно, что несущая способность свай определяется из условия прочности грунтов основания, то есть суммы сопротивления трению грунта по боковой поверхности ствола и сопротивления грунта по нижнему концу сваи [32]. Отсюда дополнительное увеличение площади боковой поверхности ствола, обеспечиваемое монолитной железобетонной свайей конической формы с устройством щебневой оболочки (опалубки). Шарообразное нижнее расширение является своего рода жестким материком для нижнего конца сваи, существенно уменьшающим осадку сваи под вертикальной нагрузкой. Щебневые образования вокруг сваи обеспечивают значительное повышение ее несущей способности, прочности и

²⁷ СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2011.

²⁸ Сапожников А.И., Кужахметова Э.Р. Способы погружения, прочностные и деформационные расчеты свай. Б. и., 2015. 71 с. URL: <https://rucont.ru/efd/314524> (дата обращения: 15.05.2021).

надежности. Снижаются затраты на устройство свайного фундамента и, соответственно, надземной части здания. Полученные результаты расчета показали, что несущая способность свайных фундаментов с расширениями зависит от геометрических и жесткостных параметров свай, в частности от угла ее конусности и длины. Однако в настоящее время сохраняется недостаток знаний об особенностях работы фундаментов подобного типа. Поэтому теоретические и экспериментальные исследования пространственной работы зданий и сооружений, установленных на набивных свайных фундаментах с расширениями, представляются весьма актуальными, особенно при изучении совместного действия статических (весовых) и динамических (ветровых, сейсмических) нагрузок.

Список литературы

1. Кужахметова Э.Р. Погружение, расчет и конструирование монолитной железобетонной сваи конической формы // Научное обозрение. Технические науки. 2017. № 2. С. 57–64.
2. Сапожников А.И., Кужахметова Э.Р. Глубокое погружение и деформационный расчет монолитной свай-оболочки большого диаметра // Международная научная конференция научно-педагогических работников Астраханского государственного технического университета, посвященная 85-летию со дня основания вуза (59 НПП): материалы. Астрахань: Астраханский государственный технический университет, 2015. С. 191–192.
3. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов (основы теории и примеры расчета). М.: Стройиздат, 1990. 304 с.
4. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. М.: Стройиздат, 1991. 728 с.
5. Ободовский А.А. Проектирование свайных фундаментов. М.: Стройиздат, 1977. 112 с.
6. Кальницкий А.А., Пешковский Л.Н. Расчет и конструирование железобетонных фундаментов гражданских и промышленных зданий и сооружений. М.: Высшая школа, 1974. 260 с.
7. Zhukov N.V. Construction of pile foundations for instrudial farm buildings // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1968. Vol. 5. Issue 4. Pp. 251–254.
8. Zilberberg S.D., Sherstnev A.D. Construction of compaction tapered pile foundations (from the experience of the “Vladspetsstroi” trust) // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1990. Vol. 27. Pp. 96–101.
9. Jain M.P., Rastogi P.C. Parameters effecting the capacity of tapered piles // *Journal of the Institution of Engineers (India): Civil Engineering Division*. 1980. Vol. 60. No. 4. Pp. 190–201.
10. Manandhar S., Yasufuku N. Vertical bearing capacity of tapered piles in sands using cavity expansion theory // *Soils and Foundations*. 2013. Vol. 53. No. 6. Pp. 853–867.
11. Paik K., Lee J., Kim D. Axial response and bearing capacity of tapered piles in sandy soil // *Geotechnical Testing Journal*. 2011. Vol. 34. No. 2. Pp. 122–130.
12. Kodikara J.K., Moore I.D. Axial response of tapered piles in cohesive-frictional ground // *Journal of Geotechnical Engineering*. 1993. Vol. 119. No. 4. Pp. 675–693.
13. Kodikara J.K., Kong K.H., Haque A. Numerical evaluation of side resistance of tapered piles in mudstone // *Geotechnique*. 2006. Vol. 56. Issue 7. Pp. 505–510.
14. Hataf N., Shafaghat A. Optimizing the bearing capacity of tapered piles in realistic scale using 3D finite element method // *Geotechnical and Geological Engineering*. 2015. Vol. 33. Issue 6. Pp. 1465–1473.
15. Kurian N.P., Srinivas M.S. Studies on the behaviour of axially loaded tapered piles by the finite element method // *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 1995. Vol. 19. No. 12. Pp. 869–888.
16. Nagggar M.H.E., Wei J.Q. Response of tapered piles subjected to lateral loading // *Canadian Geotechnical Journal*. 1999. Vol. 36. Issue 1. Pp. 52–71.
17. Kong G.-Q., Yang Q., Liu H.L., Liang R.Y. Numerical study of a new belled wedge pile type under different loading modes // *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 2013. No. 17. Pp. 37–41.
18. Khan M.K., Nagggar M.H.E., Elkasabgy M. Compression testing and analysis of drilled concrete tapered piles in cohesive-frictional soil // *Canadian Geotechnical Journal*. 2008. Vol. 45. Issue 3. Pp. 377–392.
19. Rybnikov A.M. Experimental investigations of bearing capacity of bored-cast-in-place tapered piles // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1990. Vol. 27. No. 2. Pp. 48–52.
20. Nagggar M.H.E., Wei J.Q. Axial capacity of tapered piles established from model tests // *Canadian Geotechnical Journal*. 1999. Vol. 36. Issue 6. Pp. 1185–1194.
21. Nagggar M.H.E., Sakr M. Evaluation of axial performance of tapered piles from centrifuge tests // *Canadian Geotechnical Journal*. 2000. Vol. 37. No. 6. Pp. 1295–1308.
22. Рыбникова И.А., Рыбников А.М. Анализ результатов натурных испытаний буронабивных конических свай на действие различных видов нагрузок // Вестник БГТУ имени В.Г. Шухова. 2018. Т. 3. № 3. С. 24–29. http://dx.doi.org/12737/article_5abfc9b8b80fd1.89721982
23. Рыбникова И.А., Рыбников А.М. Анализ результатов тензометрических исследований работы натурных буронабивных конических свай // Вестник БГТУ имени В.Г. Шухова. 2020. № 2. С. 44–55. <http://dx.doi.org/10.34031/2071-7318-2020-5-2-44-55>

24. Чернявский Д.А. Оценка влияния прочностных характеристик глинистых грунтов на несущую способность одиночных конических буроинъекционных свай // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2018. Т. 9. № 4. С. 69–79. <http://dx.doi.org/10.15593/2224-9826/2018.4.07>
25. Трофименко Ю.Г., Ободовский А.А. Свайные фундаменты для жилых и промышленных зданий. 2-е изд., доп. и перераб. М.: Издательство литературы по строительству, 1970. 241 с.
26. Зенкевич О.К. Метод конечных элементов в технике. М.: Мир, 1975. 540 с.
27. Рычков С.П. Моделирование конструкций в среде Femap with NX Nastran. М.: ДМК Пресс, 2013. 784 с.
28. Шимкович Д.Г. Расчет конструкций в MSC/NASTRAN for Windows. М.: ДМК Пресс, 2003. 448 с. (Серия «Проектирование»).
29. Кужахметова Э.Р. Моделирование свайного фундамента в среде Femap with NX Nastran // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2020. Т. 16. № 4. С. 250–260. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-4-250-260>
30. Кужахметова Э.Р., Сапожников А.И. Сравнительный анализ работы длинных и коротких свай при горизонтальном нагружении // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2015. № 5–6. С. 30–34.
31. Zotsenko N.L., Vagidov M.M., Khazin V.I., Landar A.M. Investigation of soil compaction zone around short tapered piles from sounding data // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1976. Vol. 13. No. 5. Pp. 315–318.
32. Линович Л.Е. Расчет и конструирование частей гражданских зданий. Киев: Будівельник, 1972. 644 с.

References






1. Kuzhakhmetova E.R. Dipping, calculation and construction of the monolithic reinforced concrete pile of the conical form. *Scientific Review. Technical Sciences*. 2017;(2):57–64. (In Russ.)
2. Sapozhnikov A.I., Kuzhakhmetova E.R. Deep immersion and deformation calculation of a monolithic pile-shell of large diameter. *International Scientific Conference of Scientific and Pedagogical Workers of Astrakhan State Technical University, Dedicated to the 85th Anniversary from the Basis of the University (Astrakhan, 20–25 April 2015)*. Astrakhan; 2015. p. 191–192. (In Russ.)
3. Veselov V.A. *Design of foundations and foundations (basic theory and calculation examples)*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1990. (In Russ.)
4. Baykov V.N., Sigalov E.E. *Reinforced concrete structures. General course*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1991. (In Russ.)
5. Obodovsky A.A. *Design of pile foundations*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1977. (In Russ.)
6. Kalnitskiy A.A., Peshkovskiy L.N. *Calculation and design of reinforced concrete foundations of civil and industrial buildings and structures*. Moscow: Vysshaya shkola Publ.; 1974. (In Russ.)
7. Zhukov N.V. Construction of pile foundations for instrudial farm buildings. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1968;5(4):251–254.
8. Zilberberg S.D., Sherstnev A.D. Construction of compaction tapered pile foundations (from the experience of the “Vladspetsstroi” trust). *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1990;27:96–101.
9. Jain M.P., Rastogi P.C. Parameters affecting the capacity of tapered piles. *Journal of the Institution of Engineers (India): Civil Engineering Division*. 1980;60(4):190–201.
10. Manandhar S., Yasufuku N. Vertical bearing capacity of tapered piles in sands using cavity expansion theory. *Soils and Foundations*. 2013;53(6):853–867.
11. Paik K., Lee J., Kim D. Axial response and bearing capacity of tapered piles in sandy soil. *Geotechnical Testing Journal*. 2011;4(2):122–130.
12. Kodikara J.K., Moore I.D. Axial response of tapered piles in cohesive-frictional ground. *Journal of Geotechnical Engineering*. 1993;119(4):675–693.
13. Kodikara J.K., Kong K.H., Haque A. Numerical evaluation of side resistance of tapered piles in mudstone. *Geotechnique*. 2006;56(7):505–510.
14. Hataf N., Shafaghat A. Optimizing the bearing capacity of tapered piles in realistic scale using 3D finite element method. *Geotechnical and Geological Engineering*. 2015;33(6):1465–1473.
15. Kurian N.P., Srinivas M.S. Studies on the behaviour of axially loaded tapered piles by the finite element method. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 1995;19(12):869–888.
16. Naggar M.H.E., Wei J.Q. Response of tapered piles subjected to lateral loading. *Canadian Geotechnical Journal*. 1999;6(1):52–71.
17. Kong G.-Q., Yang Q., Liu H.L., Liang R.Y. Numerical study of a new belled wedge pile type under different loading modes. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 2013;17:37–41.
18. Khan M.K., Naggar M.H.E., Elkasabgy M. Compression testing and analysis of drilled concrete tapered piles in cohesive-frictional soil. *Canadian Geotechnical Journal*. 2008;45(3):377–392.
19. Rybnikov A.M. Experimental investigations of bearing capacity of bored-cast-in-place tapered piles. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1990;27(2):48–52.
20. Naggar M.H.E., Wei J.Q. Axial capacity of tapered piles established from model tests. *Canadian Geotechnical Journal*. 1999;36(6):1185–1194.

21. Naggar M.H.E., Sakr M. Evaluation of axial performance of tapered piles from centrifuge tests. *Canadian Geotechnical Journal*. 2000;37(6):1295–1308.
22. Rybnikova I.A., Rybnikov A.M. Analysis of the field tests results of bored conical piles under the action of various types of loads. *Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov*. 2018;3(3):24–29. (In Russ.) http://dx.doi.org/10.12737/article_5abfc9b8b80fd1.89721982
23. Rybnikova I.A., Rybnikov A.M. Analysis of the results of tensometric studies of natural bored conical piles. *Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov*. 2020;(2):44–55 (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.34031/2071-7318-2020-5-2-44-55>
24. Cherniavsky D.A. Assessment of the influence of the strength characteristics of clay soils on the bearing capacity of single conical CFA piles. *Bulletin of PNRPU. Construction and Architecture*. 2018;9(4):69–79. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.15593/2224-9826/2018.4.07>
25. Trofimenkov Yu.G., Obodovskiy A.A. *Pile foundations for residential and industrial buildings*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1970. (In Russ.)
26. Zienkiewicz O.C. *The finite element method in engineering science*. Moscow: Mir Publ.; 1975. (In Russ.)
27. Rychkov S.P. *Structural modeling in Femap with NX Nastran*. Moscow: DMK Press; 2013. (In Russ.)
28. Shimkovich D.G. *Structural analysis in MSC/NASTRAN for Windows*. Moscow: DMK Press; 2003. (In Russ.)
29. Kuzhakhmetova E.R. Modeling of a piled foundation in a Femap with NX Nastran. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020;16(4):250–260. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-4-250-260>
30. Kuzhakhmetova E.R., Sapozhnikov A.I. Comparative analysis of long and short piles with horizontal uploading. *Building Materials, Equipment, Technologies of the XXI Century*. 2015;(5–6):30–34. (In Russ.)
31. Zotsenko N.L., Vagidov M.M., Khazin V.I., Landar A.M. Investigation of soil compaction zone around short tapered piles from sounding data. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1976;13(5):315–318.
32. Linovich L.E. *Calculation and design of parts of civil buildings*. Kiev: Budivelnik Publ.; 1972. (In Russ.)

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-4-357-365
УДК 539.422.52

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Численный анализ поведения трехслойной панели с сотовым наполнителем при наличии дефектов под действием динамической нагрузки

А.Л. Медведский^{1,2} , М.И. Мартиросов² ,
А.В. Хомченко^{2,3} , Д.В. Дедова³  

¹Центральный аэрогидродинамический институт имени профессора Н.Е. Жуковского, Жуковский, Российская Федерация

²Московский авиационный институт (национальный исследовательский университет), Москва, Российская Федерация

³ПАО «Корпорация „Иркут“», Москва, Российская Федерация

✉ darina.dedova98@gmail.com

История статьи

Поступила в редакцию: 19 апреля 2021 г.

Доработана: 12 июля 2021 г.

Принята к публикации: 4 августа 2021 г.

Аннотация. Цель исследования – изучение влияния межслоевых дефектов типа расслоений на поведение плоской трехслойной панели с сотовым наполнителем прямоугольной в плане под действием динамической нагрузки ударного характера. *Методы.* Задача решалась численно с помощью метода конечных элементов в программных комплексах Simcenter Femap и LS-DYNA (Livermore Software Technology Corp.). Для этого разрабатывалась геометрическая модель панели с сотовым наполнителем. На основе геометрической модели создавалась конечно-элементная модель (КЭМ) панели при помощи объемных конечных элементов. В программных комплексах производился расчет КЭМ при заданных граничных условиях, затем определялись поля напряжений и индексов разрушения в панели с учетом и без учета повреждений. *Результаты.* Численно определены поля напряжений в панели с учетом повреждений и без повреждений. Получены поля индексов разрушения слоев панели под действием ударной нагрузки с помощью различных критериев (Puck, Hashin, LaRC03 (Langley Research Center)) разрушения для полимерных композиционных материалов. Проанализировано влияние дефектов на поведение панели с сотовым наполнителем под действием ударной нагрузки.

Ключевые слова: трехслойная панель, сотовый наполнитель, критерии разрушения композитов, дефект, повреждение, динамическая нагрузка, метод конечных элементов

Для цитирования

Медведский А.Л., Мартиросов М.И., Хомченко А.В., Дедова Д.В. Численный анализ поведения трехслойной панели с сотовым наполнителем при наличии дефектов под действием динамической нагрузки // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 4. С. 357–365. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-357-365>

Медведский Александр Леонидович, доктор физико-математических наук, доцент, первый заместитель генерального директора, Центральный аэрогидродинамический институт имени профессора Н.Е. Жуковского, Российская Федерация, 140180, Жуковский, ул. Жуковского д. 1, корп. 1; старший научный сотрудник, кафедра 903 «Перспективные материалы и технологии аэрокосмического назначения», Институт № 9 «Общеинженерной подготовки», Московский авиационный институт (национальный исследовательский университет), Российская Федерация, 125993, Москва, Волоколамское шоссе, д. 4; ORCID: 0000-0002-9199-229X, Scopus Author ID: 57196278820, eLIBRARY SPIN-код: 2598-5759; mdv66@mail.ru

Мартиросов Михаил Иванович, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры 902 «Сопrotивление материалов, динамика и прочность машин», Институт № 9 «Общеинженерной подготовки», Московский авиационный институт (национальный исследовательский университет), Российская Федерация, 125993, Москва, Волоколамское шоссе, д. 4; ORCID: 0000-0001-8662-9667, Scopus Author ID: 57200655469; michaelmartirosov@yandex.ru






Хомченко Антон Васильевич, аспирант, кафедра 903 «Перспективные материалы и технологии аэрокосмического назначения», Институт № 9 «Общеинженерной подготовки», Московский авиационный институт (национальный исследовательский университет), Российская Федерация, 125993, Москва, Волоколамское шоссе, д. 4; ведущий инженер-конструктор, отделение прочности, ПАО «Корпорация „Иркут“», Российская Федерация, 125315, Москва, Ленинградский пр-кт, д. 68; ORCID: 0000-0001-6640-011X, Scopus Author ID: 57215576012, eLIBRARY SPIN-код: 3998-6886; khomchenkoanton@yandex.ru

Дедова Дарина Викторовна, инженер-конструктор, отделение прочности, ПАО «Корпорация „Иркут“», Российская Федерация, 125315, Москва, Ленинградский пр-кт, д. 68; ORCID: 0000-0003-2488-1335; darina.dedova98@gmail.com

© Медведский А.Л., Мартиросов М.И., Хомченко А.В., Дедова Д.В., 2021

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


Numerical analysis of the behavior of a three-layer honeycomb panel with interlayer defects under action of dynamic load

Aleksandr L. Medvedskiy^{1,2} , Mikhail I. Martirosov² ,
Anton V. Khomchenko^{2,3} , Darina V. Dedova³  

¹Central Aerohydrodynamic Institute, Zhukovsky, Russian Federation

²Moscow Aviation Institute (National Research University), Moscow, Russian Federation

³Irkut Corporation, Moscow, Russian Federation

 darina.dedova98@gmail.com

Article history

Received: April 19, 2021

Revised: July 12, 2021

Accepted: August 04, 2021

For citation

Medvedskiy A.L., Martirosov M.I., Khomchenko A.V., Dedova D.V. Numerical analysis of the behavior of a three-layer honeycomb panel with interlayer defects under action of dynamic load. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(4):357–365. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-357-365>

Abstract. *The aim of the work* is to study the effect of interlayer defects of the bundle type on the behavior of a rectangular flat three-layer panel with a honeycomb filler under the influence of a dynamic impact load. *Methods.* The problem was solved numerically using the finite element method in the Simcenter Femap and LS-DYNA (Livermore Software Technology Corp.) software complexes. For this purpose, a geometric model of a panel with a honeycomb placeholder was developed. Based on the geometric model, a finite element model of the panel was created using three-dimensional finite elements. In the software complexes, the finite element model was calculated under specified boundary conditions, then the stress fields and fracture indices in the panel were determined, taking into account and without taking into account damage. *Results.* The stress fields in the panel are numerically determined with and without defects. The fields of the failure indices of the panel layers under the impact load are investigated using various failure criteria (Puck, Hashin, LaRC03 (Langley Research Center)) of polymer composite materials. The analysis of the influence of a defect on the behavior of a honeycomb panel under the impact load is carried out.

Keywords: three-layer panel, honeycomb, composite failure criteria, defect, damage, dynamic load, finite element method

Введение

Трехслойные панели с сотовым наполнителем нашли широкое применение в различных отраслях современной промышленности, например в авиации. Из них изготавливают интерьеры самолетов и вертолетов, части конструкции планеров: стабилизаторы, закрылки, рули высоты, элероны и т. д. Эти панели используются также и в строительных конструкциях. Такое распространение панели приобрели благодаря малому весу, большой удельной прочности, высокой жесткости и устойчивости при сжатии, хорошим тепло- и звукопоглощающим свойствам, высокой технологичности.

В результате внешних воздействий при эксплуатации и в процессе производства панелей могут возникать дефекты (повреждения), которые оказывают влияние на прочность и несущую способность готового изделия. Чаще всего встречаются следующие дефекты: расслоение – нарушение адгезионной связи между слоями в композитном пакете, вызванное механическими воздействиями ударного характера или внутренними напряжениями в изделии после формования (либо после проведения сборочно-монтажных работ); пробоина односторонняя – нарушение одной из обшивок трехслойной конструкции с повреждением сотового наполнителя или несквозное повреждение монолитной детали с расслоением материала.

Aleksandr L. Medvedskiy, Doctor of Physical and Mathematical Sciences, Docent, First Deputy General Director, Central Aerohydrodynamic Institute, 1 Zhukovskogo St, bldg 1, Zhukovsky, 140180, Russian Federation; Moscow Aviation Institute (National Research University), 4 Volokolamskoe Shosse, Moscow, 125993, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-9199-229X, Scopus Author ID: 57196278820, eLIBRARY SPIN-code: 2598-5759; mdv66@mail.ru

Mikhail I. Martirosov, Candidate of Technical Sciences, Docent, Department 902 “Resistance of Materials, Dynamics and Strength of Machines”, Institute No. 9 “General Engineering Training”, Moscow Aviation Institute (National Research University), 4 Volokolamskoe Shosse, Moscow, 125993, Russian Federation; ORCID: 0000-0001-8662-9667, Scopus Author ID: 57200655469; michaelmartirosov@yandex.ru

Anton V. Khomchenko, postgraduate student, Department 903 “Advanced Materials and Technologies for Aerospace Purposes”, Institute No. 9 “General Engineering Training”, Moscow Aviation Institute (National Research University), 4 Volokolamskoe Shosse, Moscow, 125993, Russian Federation; principal design engineer, Irkut Corporation, 68 Leningradsky Prospekt, Moscow, 125315, Russian Federation; ORCID: 0000-0001-6640-011X, Scopus Author ID: 57215576012, eLIBRARY SPIN-code: 3998-6886; khomchenkoanton@yandex.ru

Darina V. Dedova, design engineer, Irkut Corporation, 68 Leningradsky Prospekt, Moscow, 125315, Russian Federation; ORCID: 0000-0003-2488-1335; darina.dedova98@gmail.com

ла; пробоина сквозная – сквозное нарушение монолитной детали или сквозное нарушение двух обшивок с повреждением сотового заполнителя с расслоением материала.

В [1] исследуется прочность клеевого соединения, имеющего трещиноподобный дефект в клеевой прослойке. При аналитическом моделировании клеевое сочленение считается трехслойным структурированным композитом, в котором прямолинейная трещина расположена параллельно узкой плоской прослойке. Для описания процесса разрушения такого композита применяется модифицированная модель Леонова – Панасюка – Дагдейла, использующая дополнительный параметр – поперечник зоны пластичности (ширину зоны предразрушения) клеевого слоя.

Работа [2] посвящена разработке многоуровневой модели для многомасштабного деформирования трехслойных (сэндвичевых) конструкций из полимерных композиционных материалов (ПКМ) типа пластин с заполнителем на основе пенопласта. Проведено конечно-элементное моделирование напряженно-деформированного состояния, повреждаемости и разрушения трехслойных пластин с обшивками из гибридных композитов из углепластика, с различными размерами дефекта типа непропитки, при изгибе равномерным давлением. Установлены особенности процесса деформирования и повреждаемости данного типа композитных конструкций.

Работы В.И. Митряйкина, О.Н. Беззаметнова и др. [3–5] посвящены изучению снижения несущей способности образцов пластин из различных композиционных материалов и композитных панелей с сотовым заполнителем после воздействия нагрузки ударного характера. Разработана методика определения стойкости к ударным воздействиям деталей летательных аппаратов из многослойных композиционных материалов. Исследованы площади ударных повреждений методом ультразвукового эхо-импульсного контроля и методом рентгеновской компьютерной томографии, установлены зависимости размеров повреждений от энергии удара.

Ранее в [6–8] были рассмотрены пластина и панель из ПКМ при наличии межслоевых дефектов в форме эллипса. Проведен анализ напряженно-деформированного состояния этих элементов конструкций под действием статической и динамической нагрузок различного характера.

Постановка задачи

Рассматривается прямоугольная плоская трехслойная панель длиной $a = 640$ мм и шириной $b = 375$ мм (рис. 1). В центре панели между верхней обшивкой и сотовым заполнителем присутствует дефект эллиптической формы с осями 110 и 50 мм (рис. 2).

Панель представляет собой конструкцию, состоящую из двух тонких прочных внешних слоев – обшивок (в данной работе выполненных из ПКМ), связанных между собой слоем заполнителя, разделяющего внешние (несущие) слои и обеспечивающего их совместную работу и устойчивость.

Обшивка панели состоит из двух монослоев, каждый из которых изготовлен из клеевого препрега КМКС-2м.120.Т10 (стеклоткань Т-10-80 и клеевая композиция). Укладка монослоев имеет следующий вид: $[0^\circ/0^\circ]$, толщина монослоя $h = 0,28$ мм.

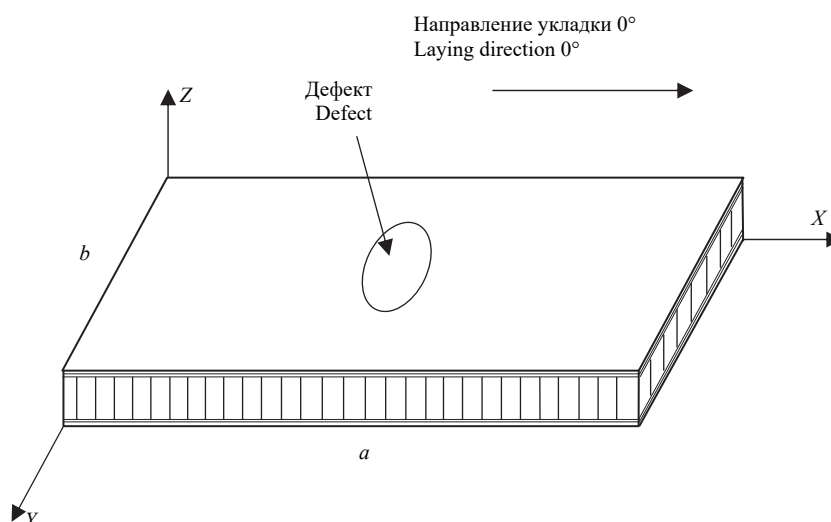


Рис. 1. Панель с сотовым заполнителем
Figure 1. A three-layer honeycomb panel

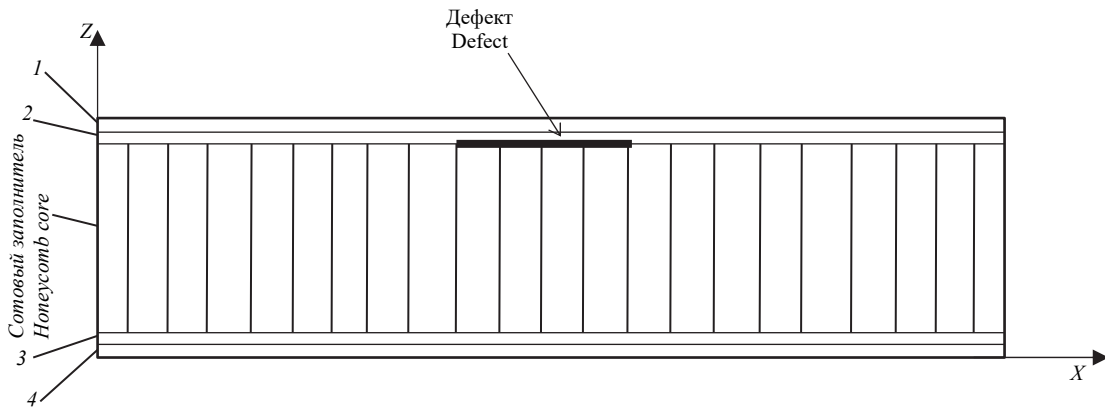


Рис. 2. Расположение дефекта
Figure 2. Location of the defect

Использование клеевых препрегов позволяет изготавливать конструкции (в том числе и трехслойные) одинарной и сложной кривизны за одну технологическую операцию. Стекло- и углепластики на основе клеевых препрегов по сравнению с аналогичными традиционными композитами имеют повышенную трещиностойкость, прочность при межслоевом сдвиге, усталостную и длительную прочность.

Сотовый наполнитель выполнен из полимеросотопласта ПСП-1-2,5-48 (гексагональная форма сотовой ячейки, размер грани ячейки $a = 2,5$ мм, толщина стенки $\delta = 0,05$ мм, плотность $\rho = 48$ кг/м³) на основе арамидноволоконистой синтетической каландрированной бумаги и фенольного связующего. Такая комбинация позволяет повысить механические свойства наполнителя, уменьшить влагопоглощение, обеспечить защиту от проникания грибков, сохранять эксплуатационные свойства.

Стенки сот расположены перпендикулярно несущим слоям. Высота сотового наполнителя $H = 5,0$ мм.

На рис. 2 монослой клеевого препрега обозначены цифрами 1, 2, 3, 4. Дефект расположен между вторым монослоем верхней обшивки и сотовым наполнителем.

В работе рассматривается поведение панели под действием ударной нагрузки [9–11] при наличии и отсутствии повреждений (дефектов).

Ударное воздействие на панель

Создание конечно-элементной сетки осуществлялось в программном комплексе Simcenter Femap. Каждый монослой моделировался отдельным набором объемных конечных элементов (КЭ). Всего в модели 97 177 КЭ. Затем модель импортировалась в программный комплекс конечно-элементного анализа LS-DYNA, где задавались нагрузка и граничные условия. Зона повреждения моделировалась при помощи контакта AUTOMATIC_SURFACE_TO_SURFACE. Остальные слои связаны между собой контактом AUTOMATIC_SURFACE_TO_SURFACE_TIEBREAK.

В качестве нагрузки рассматривается ударное воздействие на панель (точка удара совпадает с центром повреждения) фрагмента шины из армированной резины (разрыв покрышки колеса шасси самолета при взлете с взлетно-посадочной полосы аэродрома) [12–15]. Фрагмент моделируется прямоугольным параллелепипедом. Он имеет скорость $V = 16$ м/с (вектор скорости перпендикулярен поверхности панели), масса фрагмента $m = 22,48$ г. Граничные условия – жесткое защемление коротких торцов панели.

На рис. 3 показана конечно-элементная модель (КЭМ) панели с действующим на нее фрагментом шины.

Материал монослоя обшивки панели (клеевой препрег) имеет следующие физико-механические характеристики: $[\sigma_1] = 570$ МПа, $[\sigma_2] = 245$ МПа, $[\sigma_{-1}] = 555$ МПа, $[\sigma_{-2}] = 380$ МПа, $[\tau] = 69$ МПа, $[\tau_{12}] = 11$ МПа, $E_1 = 27,5$ ГПа, $E_2 = 17,5$ ГПа, $\mu_{12} = 0,18$.

Характеристики материала сотового наполнителя: $[\sigma_{-1}] = 1,4$ МПа, $[\sigma_{II}] = 1$ МПа, $[\sigma_{\perp}] = 0,6$ МПа, $G_{II} = 35$ МПа, $G_{\perp} = 20$ МПа.

Здесь $[\sigma_1]$ – предел прочности при растяжении по основе; $[\sigma_2]$ – предел прочности при растяжении по утку; $[\sigma_{-1}]$ – предел прочности при сжатии по основе; $[\sigma_{-2}]$ – предел прочности при сжатии по утку; $[\tau]$ – предел прочности при межслоевом сдвиге; $[\tau_{12}]$ – предел прочности при сдвиге в плоскости листа; E_1 – модуль упругости при растяжении по основе; E_2 – модуль упругости при растяжении по утку;

μ – коэффициент Пуассона; $[\sigma_{\parallel}]$ – предел прочности при сдвиге, параллельном плоскости элементов ячеек; $[\sigma_{\perp}]$ – предел прочности при сдвиге в направлении, перпендикулярном плоскости элементов ячеек; G_{\parallel} – модуль упругости при сдвиге в направлении, параллельном плоскости склейки элементов ячеек; G_{\perp} – модуль упругости при сдвиге в направлении, перпендикулярном плоскости склейки элементов ячеек.

На рис. 4 показано изменение полной контактной силы, действующей на панель.

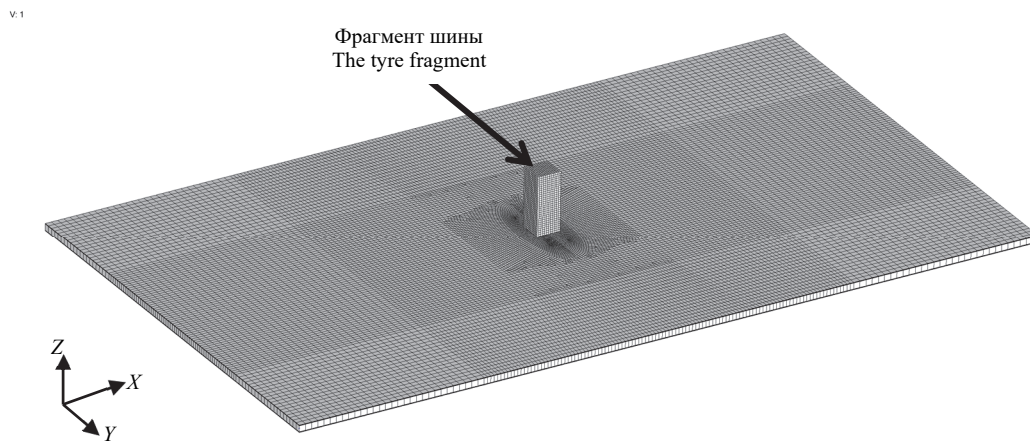


Рис. 3. Конечно-элементная модель
Figure 3. Finite element model

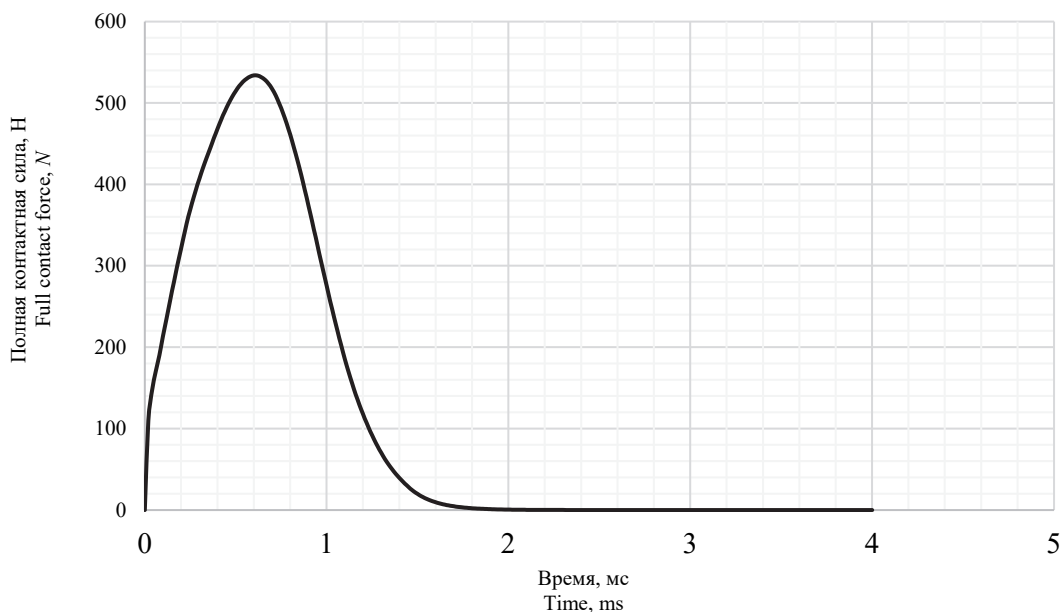


Рис. 4. Изменение полной контактной силы
Figure 4. Change in the total contact force

Результаты расчета

В результате проведенного исследования с помощью разработанной КЭМ определяется распределение полей напряжений и деформаций в монослоях панели в различные моменты времени. На основе полей напряжений и деформаций вычисляется распределение индекса разрушения f по различным критериям разрушения для ПКМ (разрушение наступает, когда индекс разрушения $f = 1$).

На рис. 5 показано распределение продольных напряжений в слое 2 обшивки панели с повреждениями и без повреждений в момент времени 0,68 мс.

Из рис. 5 следует, что максимальные продольные растягивающие напряжения в области повреждения во втором слое в случае поврежденной панели больше в 2,48 раза, чем в случае неповрежденной панели.

На рис. 6 показано распределение напряжений сдвига в плоскости листа для слоя 2 панели с повреждениями и без повреждений в момент времени 0,68 мс.

Из рис. 6 следует, что максимальные напряжения сдвига во втором слое в случае поврежденной панели больше в 2,26 раза, чем в случае неповрежденной панели.

На рис. 7–9 показано распределение индексов разрушения в слое 2 с повреждением и без повреждения в момент времени 0,68 мс по критериям Puck [16–18], Hashin [19], LaRC03 [20].

На рис. 10 показано изменение прогиба в слое с повреждением (слой 2), сотовом заполнителе и неповрежденной панели в центре расположения повреждения.

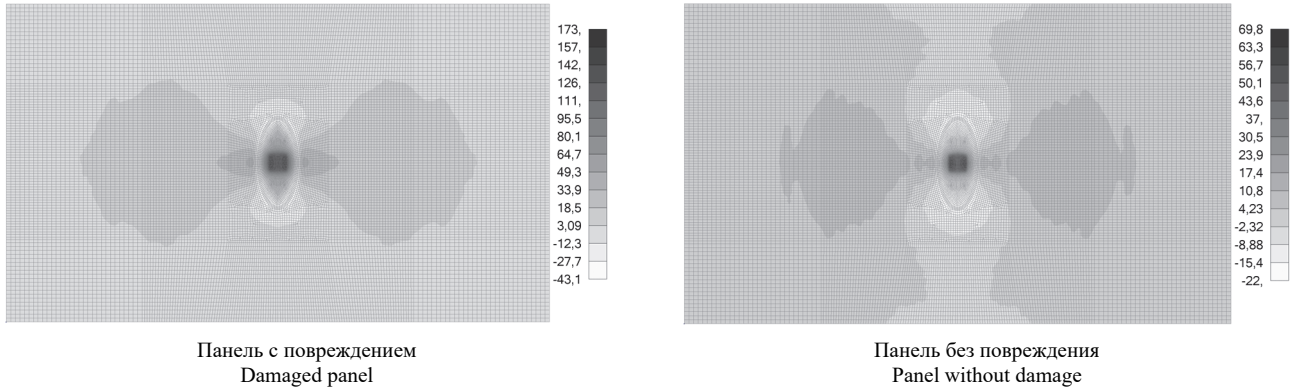


Рис. 5. Распределение продольных напряжений в слое 2 панели, МПа
Figure 5. Distribution of longitudinal stresses in layer 2 of the panel, MPa

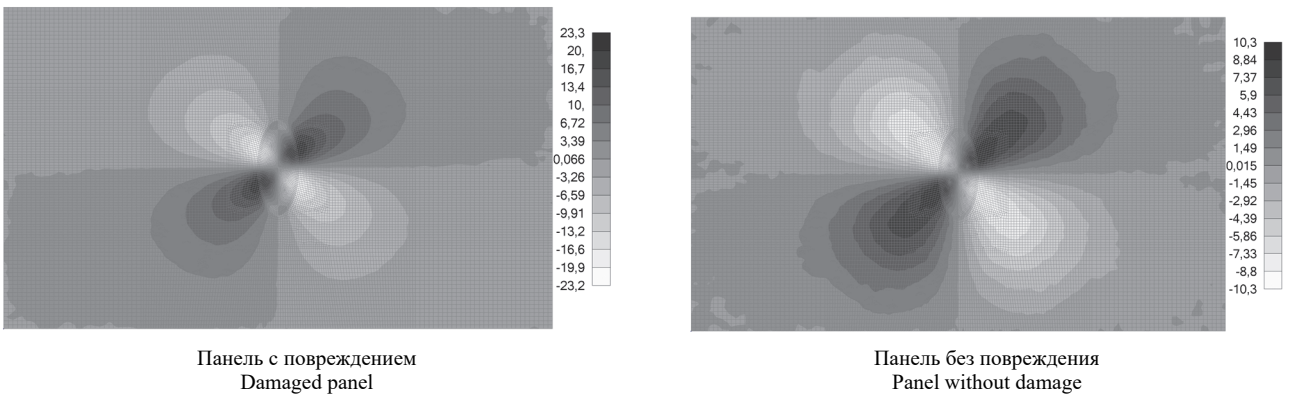


Рис. 6. Распределение напряжений сдвига в слое 2 панели, МПа
Figure 6. Distribution of shear stresses in layer 2 of the panel, MPa

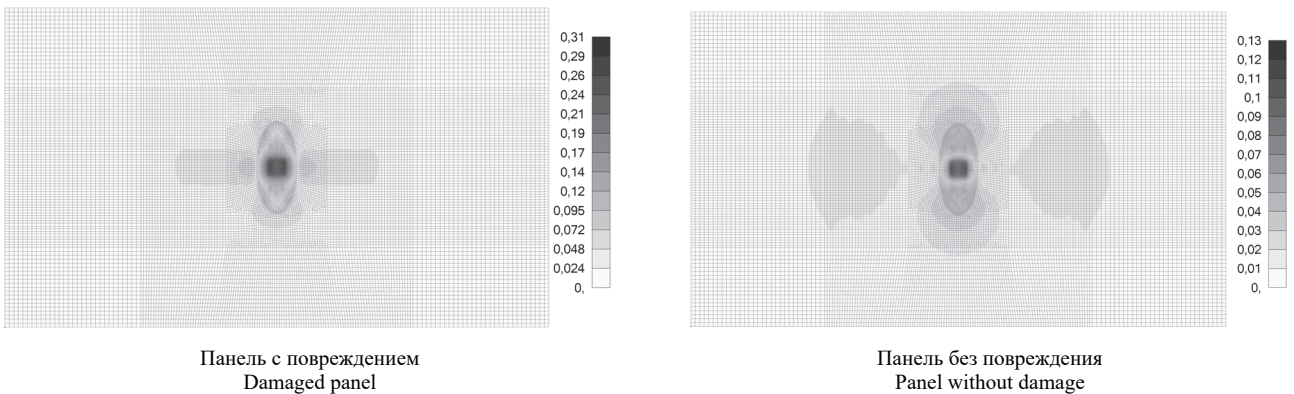


Рис. 7. Распределение индексов разрушения по критерию Puck
Figure 7. Distribution of failure index according to the Puck criterion

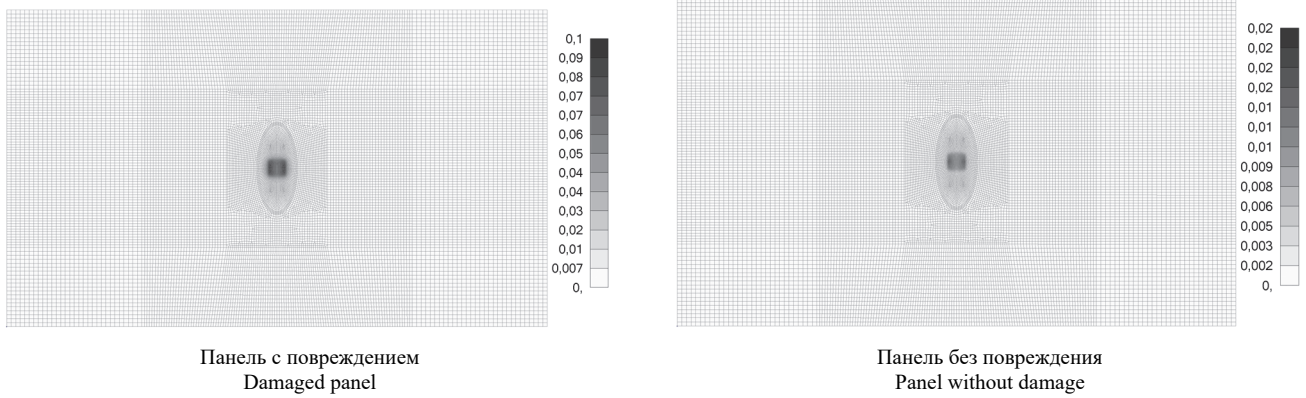


Рис. 8. Распределение индексов разрушения по критерию Hashin
Figure 8. Distribution of failure index according to the Hashin criterion

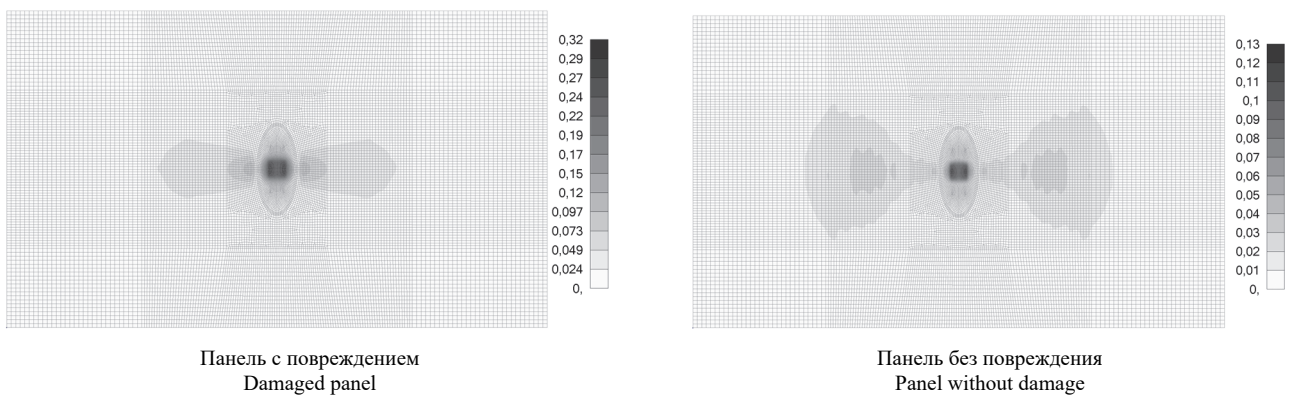


Рис. 9. Распределение индекса разрушения по критерию LaRC03
Figure 9. Distribution of failure index according to the LaRC03 criterion

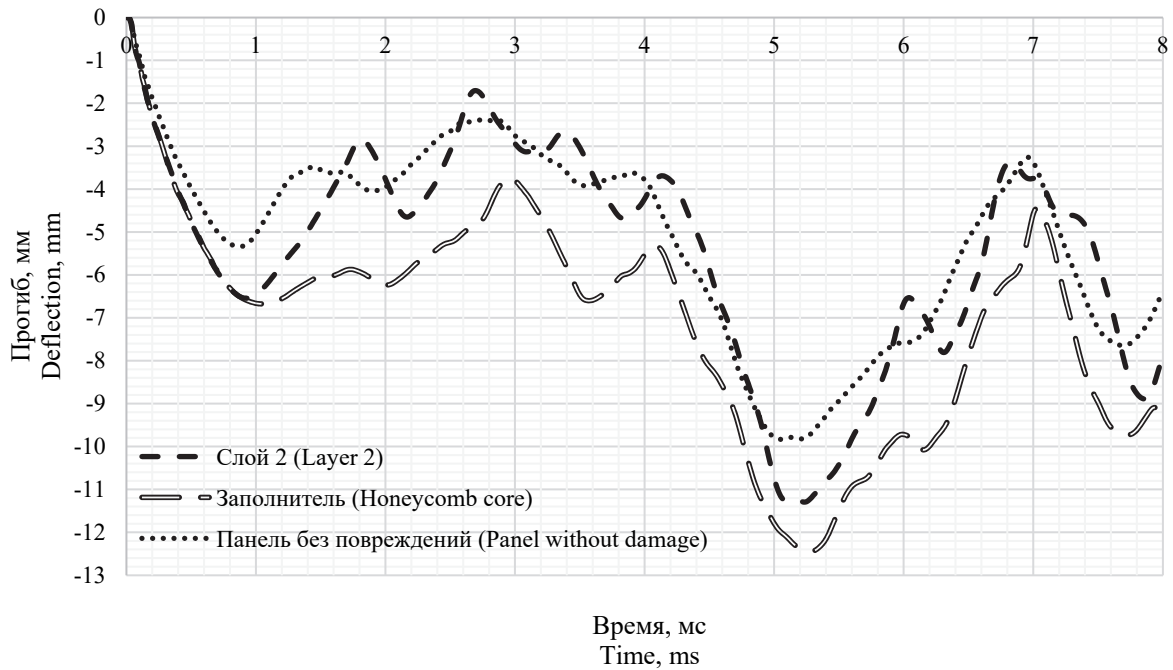


Рис. 10. Зависимость прогибов от времени
Figure 10. Dependence of deflections on time

Из рис. 7–9 следует, что наименьшее значение индекса разрушения в области повреждения показывает критерий Hashin: $f = 0,1$ для панели с повреждением и $f = 0,024$ для неповрежденной панели. Наибольшее значение индекса разрушения в области повреждения дает критерий LaRC03: $f = 0,32$ для панели с повреждением и $f = 0,13$ для неповрежденной панели.

Из рис. 10 следует, что в момент времени 2,68 мс прогиб в центре панели с повреждением больше прогиба панели без повреждений в 2,84 раза.

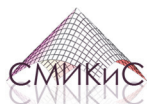
Заключение

Анализ результатов показал, что рассмотренное в работе динамическое нагружение ударного характера оказывает влияние на изменение прогибов трехслойной панели (максимальный прогиб в точке удара больше в 2,84 раза), распределение напряжений и индексов разрушения. Максимальные действующие продольные напряжения в несущих слоях для случая наличия повреждения в 2,48 раза больше, чем в случае отсутствия повреждений.

Список литературы / References

1. Demeshkin A.G., Kornev V.M., Astapov N.S. Strength of glued composite in the presence of crack-like defects. *Mechanics of Composite Materials and Structures*. 2013;19(3):445–458.
Демешкин А.Г., Корнев В.М., Астапов Н.С. Прочность клееного композита при наличии трещиноподобных дефектов // *Механика композиционных материалов и конструкций*. 2013. Т. 19. № 3. С. 445–458.
2. Dimitrienko Yu.I., Yurin Yu.V., Fedonyuk N.N. Numerical modeling of deformation and strength of sandwich composite structures with defects. *Mathematical Modeling and Numerical Methods*. 2016;(3(11)):3–23.
Димитриенко Ю.И., Юрин Ю.В., Федонюк Н.Н. Численное моделирование деформирования и прочности трехслойных композитных конструкций с дефектами // *Математическое моделирование и численные методы*. 2016. № 3 (11). С. 3–23.
3. Mitryaykin V.I., Bezzametnov O.N. The impact of shock damage on the strength of various composite materials. *Mechanics of Composite Materials and Structures, Complex and Heterogeneous Media: Collection of Abstracts of the 9th All-Russian Scientific Conference with International Participation Named After I. F. Obraztsov and Yu. G. Yanovsky, Dedicated to the 30th Anniversary of IPRIM RAS*. Moscow: Sam Polygraphist Publ.; 2019. p. 181–184.
Митряйкин В.И., Беззаметнов О.Н. Влияние ударных повреждений на прочность различных композиционных материалов // *Механика композиционных материалов и конструкций, сложных и гетерогенных сред: сборник тезисов 9-й Всероссийской научной конференции с международным участием имени И.Ф. Образцова и Ю.Г. Яновского, посвященной 30-летию ИПРИМ РАН*. М.: Сам Полиграфист, 2019. С. 181–184.
4. Bezzametnov O.N., Mitryaykin V.I., Khaliulin V.I., Krotova E.V. Developing technique for impact action resistance determining of the aircraft parts from composites with honeycomb filler. *Aerospace MAI Journal*. 2020;27(3):111–125.
Беззаметнов О.Н., Митряйкин В.И., Халиулин В.И., Кротова Е.В. Разработка методики определения стойкости к ударным воздействиям деталей летательных аппаратов из композитов с сотовым наполнителем // *Вестник Московского авиационного института*. 2020. Т. 27. № 3. С. 111–125.
5. Mitryaikin V.I., Bezzametnov O.N., Krotova E.V. The study of strength of composites under impact. *Russian Aeronautics*. 2020;63(3):397–404. <http://dx.doi.org/10.3103/S1068799820030046>
Митряйкин В.И., Беззаметнов О.Н., Кротова Е.В. Исследование прочности композиционных материалов с ударными повреждениями // *Известия высших учебных заведений. Авиационная техника*. 2020. № 3. С. 27–33.
6. Medvedskiy A.L., Martirosov M.I., Khomchenko A.V. Numerical analysis of layered composite panel behavior with interlaminar defects under action of dynamic loads. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2019;15(2):127–134. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-2-127-134>
Медведский А.Л., Мартиросов М.И., Хомченко А.В. Численный анализ поведения слоистой композитной панели с межслоевыми дефектами под действием динамических нагрузок // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2019. Т. 15. № 2. С. 127–134. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-2-127-134>
7. Medvedskiy A.L., Martirosov M.I., Khomchenko A.V., Dedova D.V. Impact of interlaminar elliptical defects upon behavior of rectangular carbon plastic plate at static and dynamic loads. *Bulletin of Bryansk State Technical University*. 2020;(12(97)):19–30. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.30987/1999-8775-2020-12-19-30>
Медведский А.Л., Мартиросов М.И., Хомченко А.В., Дедова Д.В. Влияние межслоевых дефектов эллиптической формы на поведение прямоугольной пластины из углепластика при действии статической и динамической нагрузок // *Вестник Брянского государственного технического университета*. 2020. № 12 (97). С. 19–30. <http://dx.doi.org/10.30987/1999-8775-2020-12-19-30>
8. Medvedskiy A.L., Martirosov M.I., Khomchenko A.V., Dedova D.V. Assessment of the strength of a composite package with internal defects according to various failures criteria under the influence of unsteady load. *Periódico Tchê Química*. 2020;17(35):1218–1230. http://dx.doi.org/10.52571/PTQ.v17.n35.2020.100_MEDVEDSKIY_pgs_1218_1230.pdf

9. Hassanpour Roudbeneh F., Liaghat G., Hadavinia H., Sabouri H. Experimental investigation of impact loading on honeycomb sandwich panels filled with foam. *International Journal of Crashworthiness*. 2019;24(2):199–210. <http://dx.doi.org/10.1080/13588265.2018.1426233>
10. Jayaram R.S., Nagarajan V.A., Kumar K.V. Low velocity impact and compression after impact behaviour of polyester pin-reinforced foam filled honeycomb sandwich panels. *Journal of Sandwich Structures and Materials*. 2021. <http://dx.doi.org/10.1177/1099636221998180>
11. Zhang D., Zhang P., Fei Q. Drop-weight impact behavior of honeycomb sandwich panels under a spherical impactor. *Composite Structures*. 2017;168:633–645. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.02.053>
12. Zhao G.W., Bai J.Q., Chen J.C., Qi Y.F. Average plastic collapse stress model of metallic honeycomb structure under out-of-plan impact load. *Zhendong yu Chongji*. 2016;35(12):50–54. <http://dx.doi.org/10.13465/j.cnki.jvs.2016.12.008>
13. Zhang Z., Chi R., Pang B., Guan G. Characteristic comparison of energy absorbing and dissipating of honeycomb panel and Whipple structure in hypervelocity impact. *Chinese Journal of Applied Mechanics*. 2016;33(5):754–759. <http://dx.doi.org/10.11776/cjam.33.05.D093>
14. Gerber N., Uhlig C., Dreyer C., Chowdhury Y. Symmetrical napcore and honeycomb sandwich structures under impact load. *Fibers and Polymers*. 2016;17(12):2124–2130. <http://dx.doi.org/10.1007/s12221-016-6271-8>
15. Zhang Q.N., Zhang X.W., Lu G.X., Ruan D. Ballistic impact behaviors of aluminum alloy sandwich panels with honeycomb cores: an experimental study. *Journal of Sandwich Structures and Materials*. 2018;20(7):861–884. <http://dx.doi.org/10.1177/1099636216682166>
16. Puck A., Schurmann H. Failure analysis of FRP laminates by means of physically based phenomenological models. *Composites Science and Technology*. 1998;58:1045–1067.
17. Puck A., Kopp J., Knops M. Failure analysis of FRP laminates by means of physically based phenomenological models. *Composites Science and Technology*. 2002;62:1633–1662.
18. Puck A., Kopp J., Knops M. Guidelines for the determination of the parameters in Puck's action plane strength criterion. *Composites Science and Technology*. 2002;62:371–378.
19. Hashin Z. Failure criteria for unidirectional fiber composites. *Journal of Applied Mechanics*. 1980;47:329–334.
20. Sebaey T.A., Blanco N., Lopes C.S., Costa J. Numerical investigation to prevent crack jumping in Double Cantilever Beam test of multidirectional composite laminates. *Composites Science and Technology*. 2011;71:1587–1592. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compscitech.2011.07.002>



DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-4-366-378


UDC 624.04

RESEARCH ARTICLE / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Study on overstrength and ductility of reinforced concrete building with different infill through nonlinear analysis

Hemchandra Chaulagain  , Ram Giri 

Pokhara University, Pokhara, Federal Democratic Republic of Nepal

 hchaulagain@gmail.com

Article history

Received: March 25, 2021

Revised: August 05, 2021

Accepted: August 14, 2021

For citation

Chaulagain H., Giri R. Study on overstrength and ductility of reinforced concrete building with different infill through nonlinear analysis. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(4): 366–378. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-366-378>


Abstract. The building structure with infill wall shows higher global stiffness along with the uncertain behaviour during 2015 Gorkha earthquake. It significantly increased the collapse rate of structures during earthquakes. The response of buildings with different infills during seismic excitations is not completely accounted by current seismic codes in the region. On the other hand, due to the different geological region, availability of infill materials for reinforced concrete building also differs on region to region. In most of the situations the burnt clay brick, concrete blocks and stone block are used as infill materials during building construction. In this scenario, this study explores the importance of selection of right infill material for better seismic performance during earthquakes. For this, building constructed at Pokhara Metropolitan City is considered for case study. The structural model is prepared with and without considering infills. The solid, hollow concrete block and clay brick masonry are taken as infill material during analysis. The structural behaviour during earthquakes is studied with non-linear static pushover. The result shows that the hollow concrete block masonry infill (INHB) shows better structural performance compared to other infill types.

Keywords: non-linear analysis, infill masonry, pushover curve, inter-storey drift, ductility factor

Исследование сверхпрочности и пластичности железобетонного здания с различным заполнением с помощью нелинейного анализа

Х. Чаулагейн  , Р. Гирн 

Университет Покхары, Покхара, Федеративная Демократическая Республика Непал

 hchaulagain@gmail.com

История статьи

Поступила в редакцию: 25 марта 2021 г.

Доработана: 5 апреля 2021 г.

Принята к публикации: 14 августа 2021 г.

Аннотация. Конструкция здания с заполняющей стеной продемонстрировала более высокую общую жесткость наряду с ненадежным поведением во время землетрясения 2015 года в Горкхе. Это значительно увеличило скорость обрушения конструкций во время землетрясений. Реакция зданий с различным за-


Hemchandra Chaulagain, Assistant Professor of the School of Engineering, Pokhara University, Pokhara Metropolitan City-30, Lekhnath, Kaski, Federal Democratic Republic of Nepal; ORCID: 0000-0002-9483-5652, Scopus Author ID: 5553892720; hchaulagain@gmail.com

Ram Giri, student, School of Engineering, Pokhara University, Pokhara Metropolitan City-30, Lekhnath, Kaski, Federal Democratic Republic of Nepal; ORCID: 0000-0002-0574-6181; er.ramgiri@gmail.com

Чаулагейн Хемчандра, доцент Инженерной школы, Университет Покхары, Федеративная Демократическая Республика Непал, Каски, Лекхнат, Pokhara Metropolitan City-30; ORCID: 0000-0002-9483-5652, Scopus Author ID: 55538927200; hchaulagain@gmail.com

Гирн Рам, студент, Инженерная школа, Университет Покхары, Федеративная Демократическая Республика Непал, Каски, Лекхнат, Pokhara Metropolitan City-30; ORCID: 0000-0002-0574-6181; er.ramgiri@gmail.com

© Chaulagain H., Giri R., 2021

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

Для цитирования

Chaulagain H., Giri R. Study on over-strength and ductility of reinforced concrete building with different infill through nonlinear analysis // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 4. С. 366–378. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-366-378>

полнением во время сейсмических волнений не полностью учитывается действующими сейсмическими нормами в регионе, а наличие заполнителей для железобетонного строительства различается от региона к региону. В большинстве случаев обожженный глиняный кирпич, бетонные блоки и каменные блоки используются в качестве заполнителей при строительстве зданий. В этом контексте исследуется важность выбора правильного заполняющего материала для улучшения сейсмических характеристик во время землетрясений. Рассматривается здание, построенное в столичном городе Покхара. Структурная модель составляется с учетом и без учета заполнения. Полнотельный, пустотелый бетонные блоки и кладка из глиняного кирпича при анализе принимаются в качестве заполнителя. Поведение конструкций во время землетрясений изучается с помощью нелинейного статического толчка. Результат показывает, что заполнители ИНВ демонстрируют лучшие структурные характеристики по сравнению с другими типами заполнителей.

Ключевые слова: нелинейный анализ, заполнение кирпичной кладки, кривая вытеснения, межэтажный дрейф, коэффициент пластичности

Introduction

The territory of Nepal has geographically diversity in nature. It has higher probability of occurring earthquakes. The Himalayans and mountains are produced by the movement of large Indian and Eurasian tectonic plates [1]. Since 1255 AD, nineteenth earthquakes of large intensities were recorded. The intensities of 7.7, 7.3, 6.5, 6.5 and 7.8 recorded in 1833, 1934, 1980, 1988 and 2015 respectively were quite detrimental causing hundreds of deaths and loss of properties [2]. The post disaster needs assessment identified 32 districts were affected by Gorkha earthquake 2015 in Nepal. The details building damage status is presented in Table 1.

Researchers highlighted that the selection of structure types built on seismically active region like Nepal is challenging task. The structures constructed in the region seems vulnerable due to lack of proper design, improper construction technologies and dilemma on selection of proper construction material types. In these days, the trends of RC building construction is rapidly increased in urban areas of Nepal replacing adobe, stone, clay brick, concrete block masonry building construction. RC framed building are constructing with different infill materials based on the availability in locality. Field study indicates that the existing RC buildings have highly structural deficiencies like insufficient structural strength, lack of ductile detailing, poor construction technologies, soft storey at ground floor due to replacing masonry infills by rolling shutters and weak column strong beam [3; 4]. Most of codes consider infills as a non-structural element. The study finds that the infills increases the robustness index of building which prevents the building from collapse by providing the alternative load path [5]. H. Chaulagain et al. (2014) upon their parametric studies determined the lower value of inter-storey drift favoring the performance of building. The infills casted on site has best responses which has similar behavior as of the monolithically constructed infills and frames [6]. The presence of infills on RC buildings upon the case studies of previously build buildings upon their seismic vulnerability infills creates the soft storey failure as well as torsion if the vertical irregularities are present on buildings which has no or some infills at some levels [7]. The main factor governs the infilled RC building depends on frame and infill panel interface, strength of concrete and reinforcement on frames, interaction between masonry units and mortar, strength of masonry panel and presence of opening, etc. [8]. As indicated in Figure 1, the test result of different techniques subjecting in-plane horizontal loading also shows the status of different infill panels and surrounding frames greatly effect on structural performance [9].

In the context of Nepal, clay brick masonry infills are used in terai region. In hilly regions, clay brick or concrete blocks are popular. At mountain area stone masonry infills is used on RC frames. In these references, this study compares the bare frame models with different infill walls. Three infills viz solid concrete block, hollow concrete block and clay brick masonry are selected and numerical analysis of selected four storey RC building is done to achieve objective.

Table 1

Building damage status in 2015 Gorkha earthquake [10]

Building types	Fully damaged	Partially damaged
Low strength masonry buildings	474.025	173.867
Cement mortared masonry buildings	18.214	65.859
RC buildings	6.613	16.971
Total	498.852	256.697

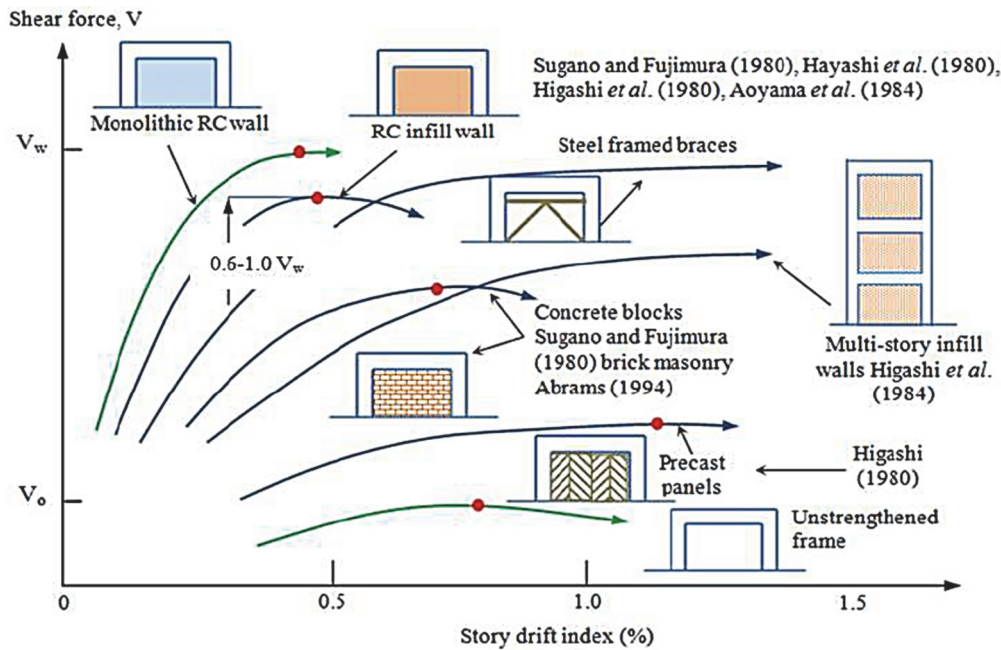


Figure 1. Typical shear force-story drift diagrams from test results on reinforced concrete (RC) frames [9]

Masonry infills used in Nepalese building structures

Solid concrete masonry infills. Solid block units have the net concrete cross-sectional area greater than 75% of the gross cross-sectional area. Concrete blocks are made of Portland cement, aggregate and with sand, fine aggregate for blocks with high density. Concrete blocks having lower densities could be made up of the wastage from industries which could have better durability, strength, sound as well as thermal resistance and economic too. Size of solid block found in Nepal lies around $300 \times 150 \times 200$ mm. The solid concrete blocks shall conform standards as mentioned on [11]. For grade C, the block density of solid concrete shall not less than 1800 kg/m^3 and must have minimum 28 days average compressive strength of 4.0 and 5.0 N/mm^2 respectively. Figure 2 shows: *a* – the sample of solid concrete block; *b* – the RC framed school building with solid concrete block infill constructed at Pokhara metropolis.

Hollow concrete block masonry infills (INHB). Hollow concrete blocks are manufacturing in Nepal either by hand mould or mechanically which has net concrete cross-sectional area less than 75% of the gross cross-sectional area. The dimensions range from $400 \times 200 \times 100$, $400 \times 200 \times 150$ and $400 \times 200 \times 200$ with shell thickness of 35, 40 and 40 mm respectively [12]. Based on standard code IS code [11], the hollow concrete blocks shall confirm two grades:

- grade A – block density of this types of concrete blocks is minimum 1500 kg/m^3 , which shall be produced for minimum 28 days average compressive strengths of 3.5, 4.5, 5.5, 7.0, 8.5, 10.0, 12.5 and 15.0 N/mm^2 respectively;
- grade B – block density of this types of concrete blocks lies in between 1100 and 1500 kg/m^3 , which shall be produced for minimum 28 days average compressive strengths of 3.5 and 5.0 N/mm^2 respectively.

Clay brick masonry infills. Clay brick is extensively using as infill material in Nepal. Clay brick is composed up of silica (sand), alumina (clay), lime, iron oxide, magnesia with their respective proportions. As a construction material they are strong, durable, weather resistance, resistance against fire and durable, if properly manufactured. There are various types of bricks based upon their strength, physical and chemical composition. Brick shall comply with the requirements mentioned on [13]. According to Nepal building code [14], the standard brick size is $240 \times 115 \times 57$ mm with tolerances along L, B, H as ± 10 , ± 5 , ± 3 mm respectively. The structure with clay brick masonry infills is presented in Figure 2.

Stone masonry infills. Stone boulders are also using on Nepal mostly on areas where availability of clay brick and concrete blocks are lesser and somewhere at certain faces of RC frames which is directly in contact with earth so as to retain the soil pressure, and also to minimise water seepage. Relatively using stone masonry is costly as it consumes more labours for dressing stones and more mortar due to large voids hence not preferred by most house owners. Figure 2 shows sample of stone block units (*a*) and RC framed building constructed with stone masonry infills at Annapurna rural municipality – 3, Kaski, Nepal (*b*).



Figure 2. RC building construction trends:
a – masonry unit; *b* – structures with masonry infills

Description of building model. In recent years, the trends of RC building construction significantly increase in Nepal. Most of the residential buildings have the plinth area in the range of 400–1100 sq. ft. In the context of Pokhara Metropolitan City, buildings are built in the area 820–1800 sq. ft.

Most of the old residential buildings in Pokhara metropolis has corridor at central areas with at least 2 bay spans with higher structural span and corridor with lower structural span ranging around 0.9–2 m. Considering architectural point of view, nowadays the trend of constructing modern residential buildings eliminate the need of corridor and constructed on medium plots has only two structural spans along the frontage. In economical point of view during construction phase if the structural span is less in such a condition, there is no need to provide extra row for corridor. This trend of construction is emerging to isolate each storey by providing the staircase from outer part of building so that the building owner could offer it on rent separately for personnel with single family. Considering this fact, the study building is chosen with parameters as indicated in Table 2, the plan of the building is presented in Figure 3. Similarly, the structural parameters such as reinforcement detailing of columns and beams used on the buildings are shown in Tables 3 and 4 respectively. Reinforcement on floor slab with thickness 125 mm is taken as 10 mm diameter TMT bars at spacing of 125 mm center – center. Grade of all concrete is taken as M20. As a masonry unit – solid concrete block, hollow concrete block and clay brick are taken here with uniform thickness of 101.6 mm.

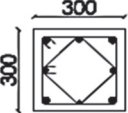
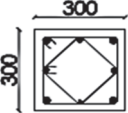




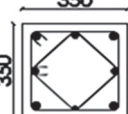
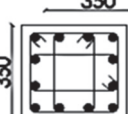
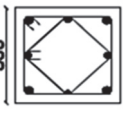

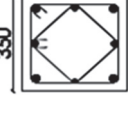
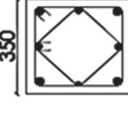
Table 2

Architectural parameters of selected building

Properties	Parameters
Location of building	Pokhara-08, Chautari marga, Nepal
Propose of building	Residential
Type of building	Class 'B'
Plinth area of Building	100.81 m ²
Plot area	168 m ²
Ground coverage	60% < 70% as per NBC
Floor area ratio	2.4 < 4 as per NBC
Building (L) × (B)	9.24 m × 10.91 m
Floor height	3.048 m
Number of storey	4
Number of bays	Two bays along x-direction and 3 bays along y-direction
Structural spans on building	Along x-direction 2 × 4.445 m and 2 × 4.148 m, 1 × 2.286 m along y-direction
Dimension of RC columns	Two types are used 0.3 m × 0.3 m and 0.45 m × 0.45 m
Size of beam	0.23 m × 0.435 m
Size of plinth/tie-beam	0.23 m × 0.350 m
Thickness of slab	0.125 m
Size of infills	For uniformity on all types of infills, selected thickness is 0.1016 m.
Type of masonry infills	Solid concrete block basonry infill, clay brick masonry infill and hollow concrete block masonry infill

Table 3

Reinforcement detailing of columns

Floor	Column C3	Column C2
Ground floor level	 <p>300 300</p> <p>8 NOS.-20 mm Ø 8 mmØ Stirrups @ 100 C-C</p>	 <p>300 300</p> <p>4.4 NOS.-25, 20 mm Ø 8 mmØ Stirrups @ 100 C-C</p>
First floor level	 <p>300 300</p> <p>8 NOS.-20 mm Ø 8 mmØ Stirrups @ 100 C-C</p>	 <p>300 300</p> <p>8 NOS.-20 mm Ø 8 mmØ Stirrups @ 100 C-C</p>
Second floor level to roof	 <p>300 300</p> <p>4.4 NOS.-20,16 mm Ø 8 mmØ Stirrups @ 100 C-C</p>	 <p>300 300</p> <p>4.4 NOS.-20,16 mm Ø 8 mmØ Stirrups @ 100 C-C</p>
Floor	Column C1	Column C0
Ground floor level	 <p>350 350</p> <p>8 NOS.-25 mm Ø 8 mmØ Stirrups @ 100 C-C</p>	 <p>350 350</p> <p>4 NOS.-25 mm Ø 8 NOS.-20 mm Ø 8 mmØ Stirrups @ 100 C-C</p>
First floor level	 <p>350 350</p> <p>4.4 NOS.-25,20 mm Ø 8 mmØ Stirrups @ 100 C-C</p>	 <p>350 350</p> <p>4.4 NOS.-25,20 mm Ø 8 mmØ Stirrups @ 100 C-C</p>
Second floor level to roof	 <p>350 350</p> <p>4.4 NOS.-20,16 mm Ø 8 mmØ Stirrups @ 100 C-C</p>	 <p>350 350</p> <p>8 NOS.-20 mm Ø 8 mmØ Stirrups @ 100 C-C</p>

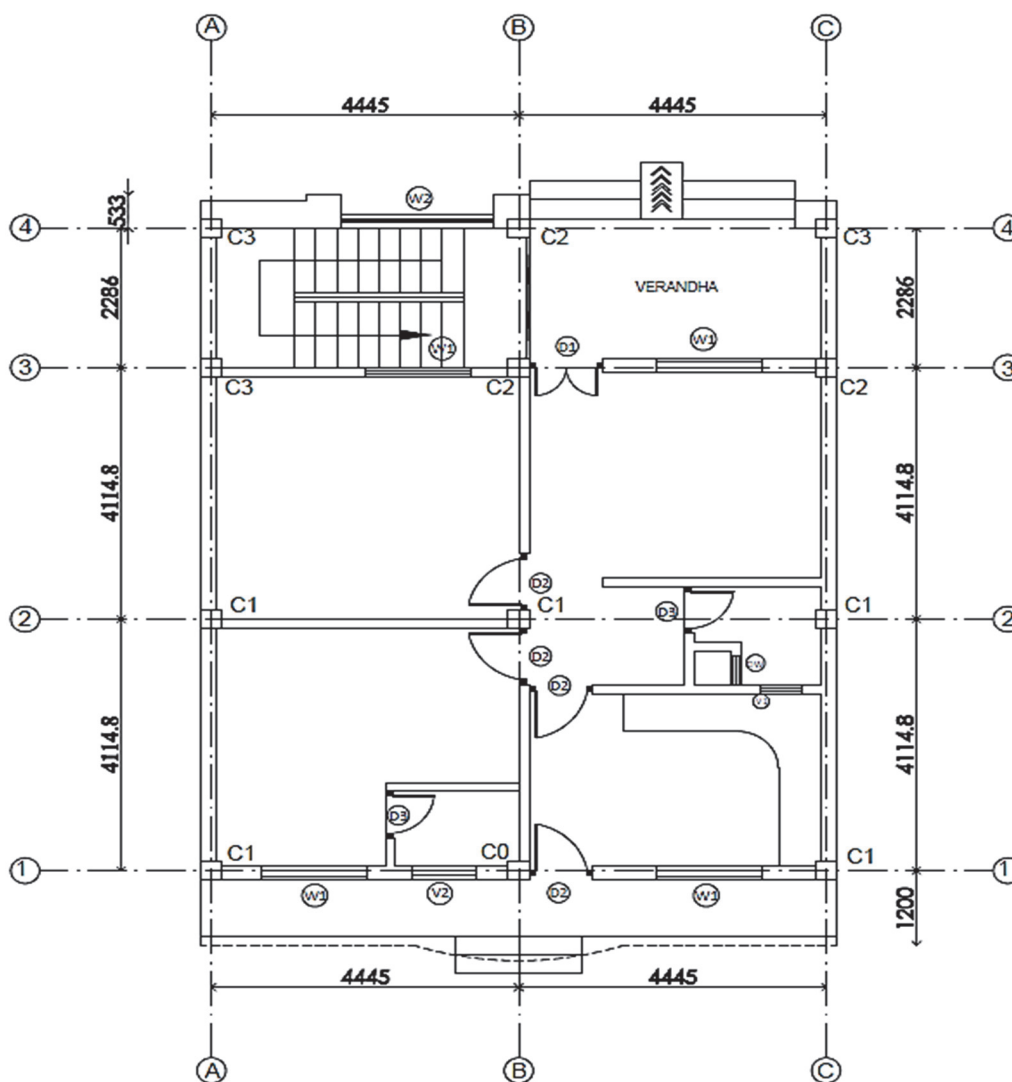


Figure 3. Typical floor plan of study building structure (all dimensions are in mm)

Table 4

Reinforcement detailing of beams

	Near Supports	Mid Span
Floor beam sections at all storeys	<p>3 TMT 16Ø [TH. O.] + 2 TMT 16Ø [EX.]</p> <p>3 TMT 16Ø [TH. O.]</p> <p>8mm dia. stirrups 100mm C-C</p>	<p>3 TMT 16Ø [TH. O.]</p> <p>3 TMT 16Ø [TH. O.] + 2 TMT 16Ø [EX.]</p> <p>8mm dia. stirrups 125 mm C-C</p>
Tie-beam sections at all grids	<p>3 TMT 16Ø [TH. O.]</p> <p>3 TMT 16Ø [TH. O.]</p> <p>8mm dia. stirrups 100mm C-C near supports</p> <p>8mm dia. stirrups 125 mm C-C at mid-span</p>	

Non-linear analysis

In order to assess the seismic capacity of the four building structures defined, several non-linear analyses were performed; in a first study it was performed a pushover analysis, with three load distribution, namely uniform, triangular and first mode. Finally, these results are compared with an adaptive pushover analysis. To complement this analysis series of dynamic time history analysis with different earthquake records were performed. In the following section the assumption considered for the analysis are briefly described.

Static pushover analysis. The static pushover analysis is used to estimate the horizontal capacity of the structures. Due to simplicity in operation and minimum computational efforts, static pushover method has become more popular for nonlinear analysis of structures [15; 16]. It can be performed as either force-controlled or displacement controlled depending on the nature of the load and the behaviour expected from the structure. Force-controlled option is useful when the load is known and the structure is expected to be able to support the load [17]. Displacement-controlled procedure is used when specified drifts are sought, where the magnitude of the applied load is not known in advance, or when the structure can be expected to lose strength or become unstable [18]. Static pushover analysis is sufficiently accurate to assess the displacement capacity of regular low-rise buildings [19]. Considering this, a pushover analysis with uniform, triangular distributed loading and first mode pushover analysis is performed in each direction (X and Y) to evaluate the performance of the structure. With the obtained results it is possible to verify the sensitivity of the buildings to lateral load patterns [20].

Non-linear modelling. The numerical analyses developed and described in the present paper with different non-linear modelling strategies were performed using the computer program [21]. The program includes models for the representation of the behaviour of spatial frames under static and/or dynamic loading, considering both material and geometric non-linearities. Seven types of analyses can be performed, namely: static and dynamic time-history, conventional and adaptive pushover, incremental dynamic analysis, modal analysis, and static analysis (possibly non-linear) under quasi-permanent loading.

In this work elements with lumped plasticity were considered. Different studies have proposed expressions to estimate the plastic hinge length (L_p) of RC elements to be adopted in lumped plasticity models. In the analyses performed in this paper, half of the larger dimension of the cross-section was considered as the plastic hinge length with fibre discretization at the section level. The consideration of non-linear material behaviour in the prediction of the RC columns' response requires accurate modelling of the uniaxial material stress-strain cyclic response.

Concrete model is based on the Madas uniaxial model, which follows the constitutive law [22]. The cyclic rules included in the model for the confined and unconfined concrete [23; 24]. The confinement effects provided by the transverse reinforcement were considered. The uniaxial model coupled with the isotropic hardening rules was adopted for the steel reinforcement representation in these analyses [25; 26]. This steel model does not represent the yielding plateau characteristic of the mild steel virgin curve. The model takes into account the Bauschinger effect, which is relevant for the representation of the columns' stiffness degradation under cyclic loading. The model adopted in the analyses performed in this study is represented in Figure 4.

In this study, the computer program is used for modelling the infill panels of the structures [21]. It is based on a finite element package capable of predicting the large displacement behavior of frames under static or dynamic loading, considering both geometric non-linearities and material inelasticity. For numerical analyses of masonry panels, the finite element program of an advanced double-strut nonlinear cyclic model is used. The double-strut model is satisfactorily precise and less complicated than the single and triple strut models, and can represent more accurately the local effect between infill and frame [27]. The idealization of an infill panel is based on the assumption that there is no bond between frame and infill. The brick masonry infill is modelled as a diagonal strut member whose thickness is the same as that of the masonry and whose length is equal to the diagonal length between compression corners of the frame. The effective width of the diagonal strut depends on various factors, including contact length, aspect ratio of the infill, and the relative stiffness of the frame and the infill. The infill panel openings are taken into account by reducing the value of strut area (i.e., the compression/tension strut cross-section) by a value that ranged between 30 and 50% [28]. These percentages are comparable with the past study [29].

Selection/calculation of infill properties. Infill panel elements are represented by four axial struts and two shear struts, which could also be named as double strut nonlinear cyclic model to represent the hysteretic response [27]. The panel elements can be categorized into three groups. First one relates about the physical characteristics, second one relates on compression & tension of struts curve parameters and third one is represented by shear curve parameters to define the shear strength characteristics of infills. Curvature Properties of Masonry infill strut as defined and adopted in [21; 27].

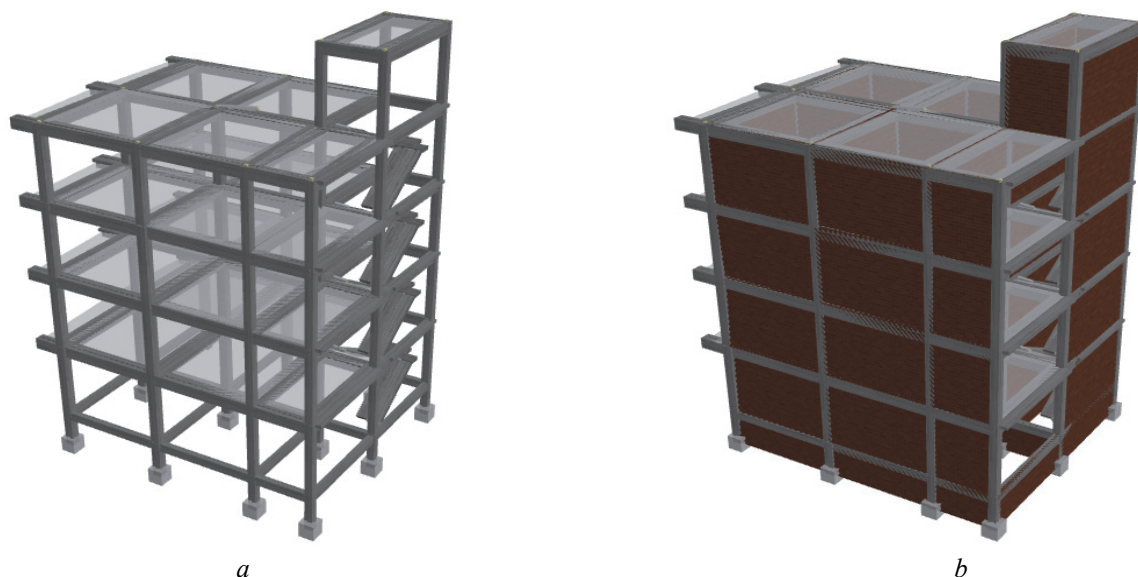


Figure 4. Bare framed buildings BFSB, BFCB, BFHB, BF (a) and masonry infilled building INSB, INCB, INHB (b)

Computation procedure. In this study, the following approach is considered for computation of ductility reduction factor, overstrength factor and response reduction factor.

Ductility factor. The ductility factor measures the inelastic capacity of a structure as a whole. The choices of ductility factors depend on the expected response during earthquakes and on the design and detailing criteria. It allows the reduction of elastic force to inelastic force. For estimating R_μ , the relationship as indicated in equations (1)–(3) suggest by past study is used in this study [30].

$$R_\mu = 1.0 \text{ for } T < 0.2 \text{ sec.} \quad (1)$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \text{ for } 0.2 \text{ sec} < T < 0.5 \text{ sec.} \quad (2)$$

$$R_\mu = \mu \text{ for } T > 0.5 \text{ sec.} \quad (3)$$

In the above expression μ is the displacement ductility. It is the maximum inelastic deformation experienced by the structure, represented by the ratio of the ultimate displacement Δ_u to the yield Δ_y displacement (4). The presence of ductility allows a structure to undergo large deformation in an elastic-plastic manner before it collapses [31].

$$\mu = \Delta_u / \Delta_y. \quad (4)$$

Over strength factor. The structure could take the forces considerably larger than they were designed for. This is due to the presence of reserve strength in the structure which is not accounted for in the design. The presence of overstrength helps the structure to stand safely during earthquakes with less elastic strength demands. The primary sources of the overstrength are sequential yielding of the critical region, material overstrength, partial safety factor used for load and material, concrete confinement, strain hardening, non-structural elements [32]. Mathematically, it is the ratio of strength at the first yield to the design strength.

$$R_s = V_{1y} / V_d. \quad (5)$$

In (5) V_{1y} is the first yielding strength and V_d is the design strength.

Redundancy factor. Redundancy factor R_p of any structure is represented in terms of its capacity to resist lateral forces with the emergence of first plastic hinges at the most stressed section and ultimately in the overall structure. It is the ratio of global yield force to the first yield force. Generally, the redundancy factor depends on the number of the vertical members which are capable of resisting seismic forces. The standard guidelines

recognized redundancy as one of the three elements of the R factor and introduced redundancy effects into building design [33]. In their report, the number of vertical lines of moment frames was used to measure the redundancy of a building.

Response reduction factor

The evaluation of the R factor is based on the formulation proposed by the standard guideline [33] defined as

$$R = R_{\mu} \times R_s \times R_p. \tag{6}$$

In (6) R_{μ} is the ductility factor, R_s is the strength factor, R_p is the redundancy factor. As presented in Figure 5, in any structure its ductile capacity and assign overstrength values are evaluated from post-yield behavior which is obtained from the nonlinear static analysis.

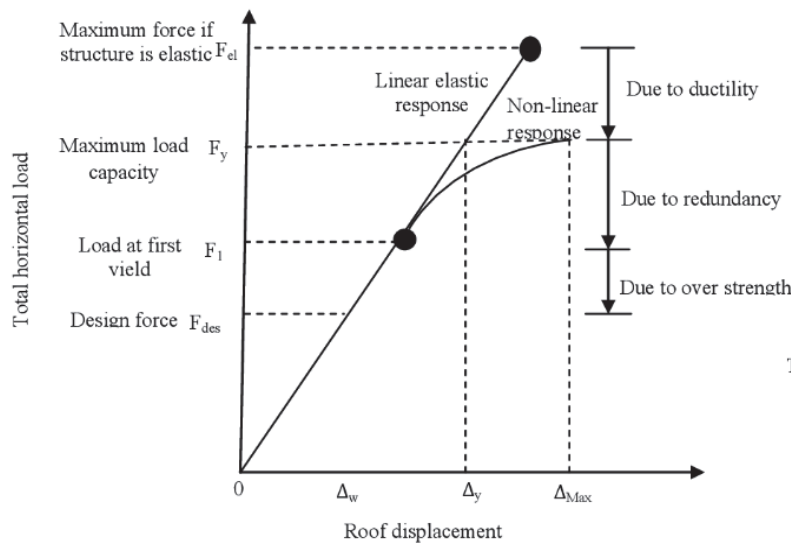


Figure 5. Concept of response reduction factor

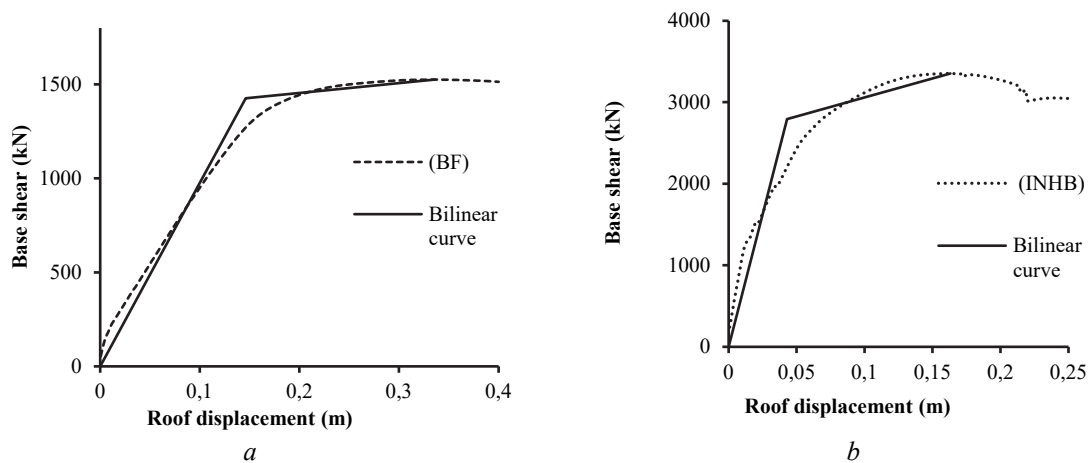


Figure 6. Plot showing bilinear representation idealisation of capacity curve for BF (a) and INHB (b) respectively

Formulation used in this study. In the present study, the relationship as presented in (2) is used by assuming over strength and redundancy factor as a single unit as described in section 3.3, which matches the structure designed with Indian Standard Code provision. The Indian Standard Code [34] provides an elastic shear force for structure and divides that force by $2R$ to account for the nonlinearity of the structure. To evaluate all these components from the force-displacement relationship, bilinear idealization of the curve is needed.

$$2R = (\text{Elastic strength demand}) / (\text{Design strength}) = R_u \times R_s = V_u / V_d = (V_u) / (V_y) \times (V_y) / (V_d) = R_u \times R_s. \quad (7)$$

Bilinear idealization of the capacity curve. For this purpose, a bilinear curve is fitted to the capacity curve. For bilinear idealization of the capacity curve, it is necessary to simplify the capacity curve for an elastic perfectly plastic regime. The initial stiffness of the idealized system is determined in such a way so that the areas under the actual and idealized force-deformation curves are equal [35]. In the present research, the calculation of the displacement ductility demand of the structure is based on the ATC-40 procedure. The bilinear idealization of capacity curve is presented in Figure 6.

Results and discussion

The results are obtained from the analysis are discussed in this section. In the first section, the obtained result is presented in terms of comparison of capacity/pushover curves. In second section, natural period of structures. The third section highlighted status of ductility reduction factor, overstrength factor and finally response reduction factor of the structures with different infills.

Comparison of capacity/pushover curves. From Figure 7, it can be easily seen that infilled framed building has high base shear resisting capacity than bare framed. Among the infills, infill with high stiffness has higher resisting capacity but lower will be the ductile nature. Infills with high stiffness could create sudden brittle failure if the columns have insufficient reinforcement and inadequate structural sections, since here the considered building has adequate structural parameters so not much sudden changes on capacity curves seen.

Plot for bare framed buildings (BFSB, BFCB and BFHB) shows that it behaves with overall high ductility having lower value of base shear than that of infilled building (INSB, INCB and INHB). For bare framed buildings the capacity curve seems somehow similar irrespective of different types of gravity loadings for (BFSB, BFCB, and BFHB). Also, the roof displacement of infilled building is quite lesser than that of bare framed building.

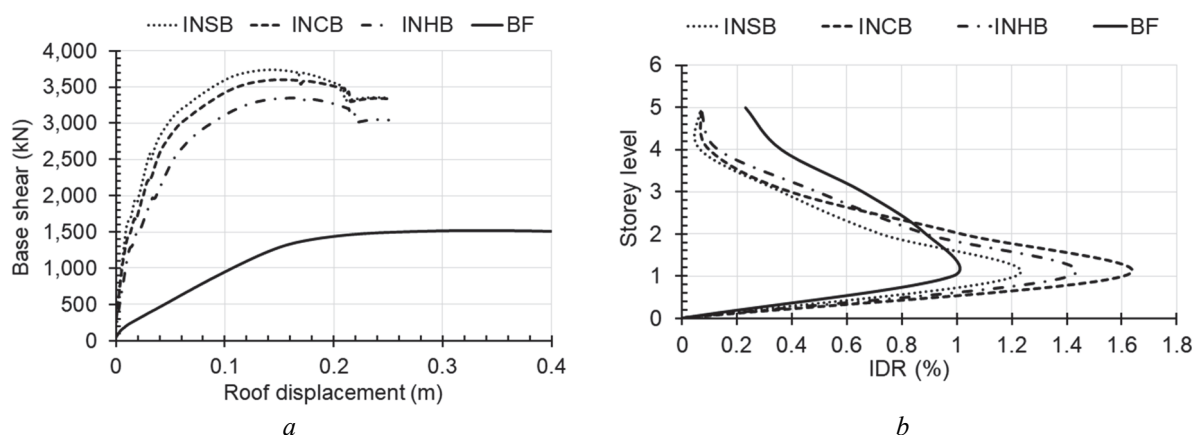


Figure 7. Comparison of capacity curve (a) and inter-storey drift ratio of RC buildings with different infills (b)

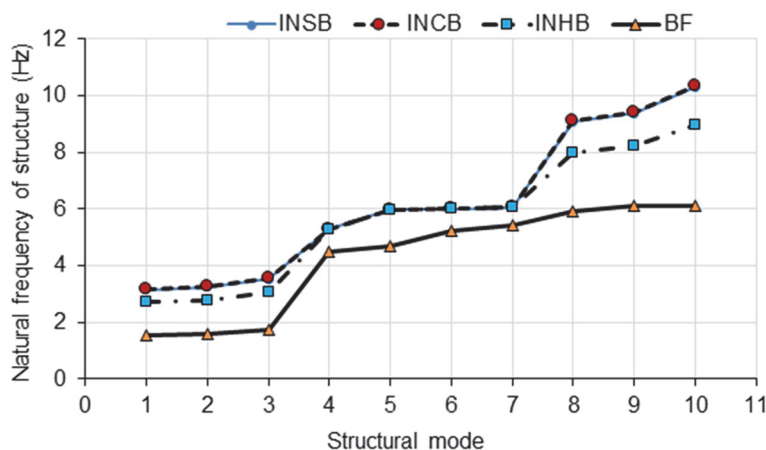


Figure 8. Natural period of structures with different infill structures

Natural period of the structure. In the study, the period is calculated from structural flexibility and mass to obtain the ductility reduction factor. The natural period of RC buildings with different infills are presented in Figure 8.

Comparison of ductility factor, overstrength factor and ductility reduction factor. The results indicate that initial tangent stiffness of infilled building is higher (with ascending values for INHB < INCB < INSB) as compared to bare framed buildings which are ductile in nature with lower values of stiffness (see details in Table 5 and Figure 9). Ductility factor is calculated by considering the maximum displacement at CP performance level on the building. In this sense the ductility factor of INSB is 1.24 times greater than BF, INCB is 1.09 times greater than BF and INHB is 1.15 times greater than BF. For infilled the ductility factor goes on decreasing from INSB > INCB to > INHB. As defined in previous section, the ductility factor represents the ability of structure to be displaced beyond the elastic limit and ability to dissipate the energy, here we can conclude that the INSB has greater ability of energy dissipation/damping. Whereas the BF has higher energy dissipation capability. But the scenario seen more stiffer building too has higher ductility factor as compare to less stiff although it is compatible to but it requires further researches to verify.

As defined in previous, overstrength factor generates from the sequential formation of plastic hinges generated by applied loads and is the ratio of yield strength to the designed strength, so here it is found that INHB has better overstrength factor greater than other infilled building and BF has better overstrength factor than other bare framed with infills gravity loading. BF has lesser value than infilled but higher than bare frames with infills gravity loading.

The combined effect of effective period and energy dissipation capability results as well as denoting the inelastic behaviors of structures generate the ductility reduction. Here the ductility reduction for INSB seen greater as compare to other infilled buildings, which indicates that it is stiffer buildings which could have brittle nature of failure nature rather than the ductile nature on INHB. In case of bare framed building with infills gravity loading the ductility reduction factor for BF seen quite greater than other.

Table 5

Response reduction factor associated with associated parameters with different infills

Building type	μ (displacement ductility)	Ω (overstrength factor)	$R\mu$ (ductility reduction factor)	R (response reduction factor)
INSB	5.75	3.57	3.24	5.78
INCB	4.25	3.90	2.74	5.33
INHB	3.79	4.02	2.57	5.15
BF	2.18	3.86	2.18	4.20

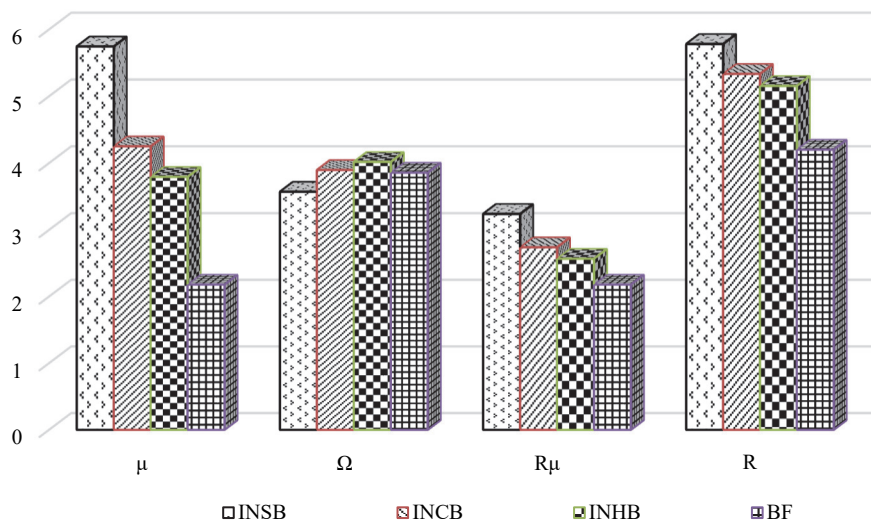


Figure 9. Comparison of ductility factor, overstrength factor and ductility reduction factor

Conclusion

Masonry infills has predominant effect on building performance so, its effect should be considered while designing a structure. The extent of structural response depends upon the type of infill masonry used. It mainly depends on modulus of elasticity, diagonal compressive strength, tensile strength, shear strength, type of mortar

used between infill units, interaction between frame and so on. In this study, the response of most popular infill material namely: solid concrete block masonry, hollow concrete block masonry and clay brick masonry in Nepal was studied through non-linear analysis. The main conclusions are summarised as:

- infill wall in RC frame significantly reduces top story displacements (about 50% of bare frame);
 - the solid concrete block masonry (INSB), clay brick masonry (INCB) and hollow concrete block masonry (INHB) increases the lateral stiffness of structures by 11.66, 8.29 and 6.53 times respectively as compared to bare frame structure. On the contrary, the base shear value is increase by 2.46, 2.37 and 2.20 times in INSB, INCB and INHB respectively compared to bare frame structure;
 - the presence of INSB, INCB and INHB reduces the fundamental time period by 45.24, 45.86 and 56.14% respectively;
 - stiffer infill masonry unit results the lesser inter-storey drift (INSB, INCB);
 - infill masonry with stiffer masonry unit lowering the overstrength and ductility factor of the structure.
- In the study, INSB and INCB have lower ductility factor compared to INHB (INSB < INCB < INHB).

References

1. Chaulagain H., Rodrigues H., Silva V. Seismic risk assessment and hazard mapping in Nepal. *Natural Hazards*. 2015;78:583–602. <http://dx.doi.org/10.1007/s11069-015-1734-6>
2. Upreti B.N. *Causes, consequences and future earthquake disaster in Nepal-insights from the 2015 Gorkha earthquake*. Department of Geology, School of Mines, University of Zambia; 2015.
3. Chaulagain H., Rodrigues H., Jara J., Spacone E., Varum H. Seismic response of current RC buildings in Nepal: a comparative analysis of different design/construction. *Engineering Structures*. 2013;49:284–294. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.10.036>
4. Chen H., Xie Q., Li Z., Xue W., Liu K., et al. Seismic damage to structures in the 2015 Nepal earthquake sequences. *Journal of Earthquake Engineering*. 2016;21(4):1–28. <http://dx.doi.org/10.1080/13632469.2016.1185055>
5. Barros M., Cavaco E.S., Neves L.A.C., Julio E.N. Effect of non-structural masonry brick infill walls on the robustness of a RC framed building severely damaged due to a landslide. *Engineering Structures*. 2019;180:274–283. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.11.027>
6. Kahn L.F., Hanson R.D. Infilled walls for earthquake strengthening. *Journal of the Structural Division*. 1979; 105(ST2):283–296.
7. Rodrigues H., Furtado A., Pouca N.V., Varum H., Barbosa A.R., et al. Seismic assessment of a school building in Nepal and analysis of retrofitting solutions. *International Journal of Civil Engineering*. 2018;16(S1):1573–1589. <http://dx.doi.org/10.1007/s40999-018-0297-9>
8. Crisafulli F., Carr A. Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structure. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*. 2007;40(2):69–77. <http://dx.doi.org/10.5459/bnzsee.40.2.69-77>
9. Sugano S. State-of-the-art in techniques for rehabilitation of buildings. *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Mexico: Pergamon, Elsevier Science Ltd.; 1996.
10. NPC. *Nepal Earthquake 2015 Post Disaster Needs Assessment* (vol. A). Government of Nepal, Nepal Planning Commission, Kathmandu; 2015.
11. IS 2185. *Concrete masonry specifications. Part 1. Solid and hollow concrete blocks*. New Delhi: Bureau of Indian Standards; 2005.
12. NRA. *Hollow concrete blocks manual for load bearing structures for houses that have been under the housing reconstruction programme*. Kathmandu: Government of Nepal National Reconstruction Authority; 2019.
13. IS 1077. *Common burnt clay building bricks – specification*. New Delhi: Bureau of Indian Standards; 1992.
14. NBC 109. *Masonry unreinforced*. Kathmandu: Government of Nepal Ministry of Physical Planning and Works, Department of Urban Development and Building Construction; 1994.
15. Elnashai A.S. Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications. *Structural Engineering and Mechanics*. 2001;12(1):51–69. <http://dx.doi.org/10.12989/SEM.2001.12.1.051>
16. Kalkan E., Kunnath S.K. Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of buildings. *Engineering Structures*. 2007;29(3):305–316. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.04.012>
17. ATC-40. *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Applied Technical Council, California Seismic Safety Commission, Report No. SSC 96–01. Redwood City; 1996.
18. FEMA 356. *Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency; 2000
19. Li J.H., Su R.K.L., Chandler A.M. Assessment of low-rise building with transfer beam under seismic forces. *Engineering Structures*. 2003;25(12):1537–1549. [http://dx.doi.org/10.1016/S0141-0296\(03\)00121-4](http://dx.doi.org/10.1016/S0141-0296(03)00121-4)
20. Mwafy A.M., Elnashai A.S. Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. *Eng. Struct.* 2001;23(5):407–424. [http://dx.doi.org/10.1016/S0141-0296\(00\)00068-7](http://dx.doi.org/10.1016/S0141-0296(00)00068-7)

21. SeismoStruct. *A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structure*. Available from: <http://www.seissoft.com> (accessed: 25.02.2021).
22. Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *J. Struct. Eng.* 1998;114(8):1804–1826. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
23. Martinez-Rueda J.E. *Energy dissipation devices for seismic upgrading of RC structures*. PhD Thesis. London: Imperial College, University of London; 1997.
24. Elnashai A.S., Elghazouli A.Y. Performance of composite steel/concrete members under earthquake loading. Part 1. Analytical model. *Earthquake Eng. Struct. Dynam.* 1993;22:315–345.
25. Menegotto M., Pinto P.E. Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. In: *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads*. Zurich: International Association for Bridge and Structural Engineering; 1973. p. 15–22.
26. Filippou F.C., Popov E.P., Bertero V.V. *Effects of bond deterioration on hysteretic behaviour of reinforced concrete joints*. Report EERC 83-19. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California; 1983.
27. Crisafulli F.J. *Seismic behavior of reinforced concrete structures with masonry infills*. PhD Thesis. New Zealand: University of Canterbury; 1997.
28. Smyrou E., Blandon C., Antoniou S., Pinho R., Crisafulli F. Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2011;9(6):1519–1534. <https://doi.org/10.1007/s10518-011-9262-6>
29. Pinho R., Elnashai A.S. Dynamic collapse testing of a full-scale four storey RC frame. *ISET Journal of Earthquake Engineering, Special Issue on Experimental Techniques*. 2000;37(4):143–164.
30. Newmark N.M., Hall W.J. *Earthquake spectra and design*. Berkeley: Earthquake Engineering Research Institute; 1982.
31. Uang C.M., Bertero V.V. *Earthquake simulation tests and associated studies of a 0.3 scale model of a six-story concentrically braced steel structure*. Report No. UCB/EERC-86/10. Berkeley: University of California; 1986.
32. Elnashai A.S., Mwafy A.M. Overstrength and force reduction factor of multi story reinforced concrete building. *The Structural Design of Tall Structure Building*. 2002;11(5):329–335.
33. ATC 34. *A critical review of current approaches to earthquake resistant design*. Redwood City: Applied Technical Council; 1995.
34. IS 1893. *Indian standard criteria for earthquake resistant design of structures (part 1)*. New Delhi: Bureau of Indian Standards; 2002.
35. Eurocode 8. *Design of structures for earthquake resistance. Part 1. General rules, seismic actions and rules for buildings*. Brussels: CEN; 2004.






СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СООРУЖЕНИЙ SEISMIC RESISTANCE

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-4-379-390
UDC 620.18


RESEARCH ARTICLE / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Influence of the concrete strength and the type of supports on the stress-strain state of a hyperbolic paraboloid shell footbridge structure

David Cajamarca-Zuniga^{1,2}  , Sebastian Luna¹ 

¹Catholic University of Cuenca, Cuenca, Republic of Ecuador

²Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), Moscow, Russian Federation

 cajamarca.zuniga@gmail.com

Article history

Received: April 14, 2021

Revised: June 18, 2021

Accepted: July 12, 2021

For citation

Cajamarca-Zuniga D., Luna S. Influence of the concrete strength and the type of supports on the stress-strain state of a hyperbolic paraboloid shell footbridge structure. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(4):379–390. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-379-390>

Abstract. *Relevance.* This work is the first in a series of publications on the selection of a suitable analytical surface for implementation as a self-supporting structure for a thin shell footbridge. The study on the influence of concrete strength, live load position and support types on the stress-strain state of a hyperbolic paraboloid (hyper) shell is presented. *Objective* – to define the initial design parameters such as the appropriate concrete strength and the support type that generates the best structural behaviour to perform the subsequent structural design of a thin shell footbridge. *Methods.* The static finite element analysis was performed for 4 compressive strengths of concrete (28, 40, 80, 120 MPa) which correspond normal, high and ultra-high resistance concrete, 5 different live load arrangements and 3 different support conditions. *Results.* The shell model with pinned (two-hinged) supports shows the same vertical displacements as the model with fixed supports (hingeless). For the studied shell thickness, in terms of stress behaviour, the model with pinned ends is more efficient. The combination of two-hinged supports with 80 MPa concrete strength shows a better structural performance.


Keywords: finite element analysis, footbridge, hyperbolic paraboloid, shell structure, stress-strain state, high resistance concrete, ultra-high performance concrete

Влияние прочности бетона и типа опор на напряженно-деформированное состояние гиперболической параболоидной оболочки для конструкции пешеходного моста

Д. Кахамарка-Сунига^{1,2}  , С. Луна¹ 

¹Католический университет города Куэнки, Куэнка, Республика Эквадор

²Российский университет дружбы народов, Москва, Российская Федерация

 cajamarca.zuniga@gmail.com

История статьи

Поступила в редакцию: 14 апреля 2021 г.

Доработана: 18 июня 2021 г.

Принята к публикации: 12 июля 2021 г.

Аннотация. *Актуальность.* Работа является первой в серии публикаций по выбору аналитической поверхности, подходящей в качестве самонесущей конструкции оболочки для пешеходного моста. Исследуется влияние прочности бетона, положения нагрузки от толпы людей и типа опор на напря-


David Cajamarca-Zuniga, Associate Professor of the Department of Civil Engineering, Catholic University of Cuenca, Av. De las Americas & Humboldt, Cuenca, 010101, Republic of Ecuador, PhD postgraduate student, Assistant Professor of the Department of Civil Engineering, Engineering Academy, Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), 6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation; ORCID: 0000-0001-8796-4635, Scopus Author ID: 57251506300, eLIBRARY SPIN-code: 6178-4383, Researcher ID: AAO-8887-2020; cajamarca.zuniga@gmail.com

Sebastian Luna, Civil Engineer, master student of the Department of Civil Engineering, Catholic University of Cuenca, Av. De las Americas & Humboldt, Cuenca, 010101, Republic of Ecuador; ORCID: 0000-0003-2431-3960; selunav07@est.ucacue.edu.ec

Кахамарка-Сунига Давид, доцент департамента строительства, Инженерный факультет, Католический университет города Куэнки, Республика Эквадор, 010101, Куэнка, Ав. De las Americas & Humboldt, аспирант, ассистент департамента строительства, Инженерная академия, Российский университет дружбы народов, Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6; ORCID: 0000-0001-8796-4635, Scopus Author ID: 57251506300, eLIBRARY SPIN-код: 6178-4383, Researcher ID: AAO-8887-2020; cajamarca.zuniga@gmail.com

Луна Себастьян, инженер-строитель, магистр Инженерного факультета, Католический университет города Куэнки, Республика Эквадор, 010101, Куэнка, Ав. De las Americas & Humboldt; ORCID: 0000-0003-2431-3960; selunav07@est.ucacue.edu.ec

© Cajamarca-Zuniga D., Luna S., 2021

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

Для цитирования

Cajamarca-Zuniga D., Luna S. Influence of the concrete strength and the type of supports on the stress-strain state of a hyperbolic paraboloid shell footbridge structure // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2021. Т. 17. № 4. С. 379–390. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-379-390>

женно-деформированное состояние гиперболической параболоидной оболочки (гипар). *Цель* – определить исходные конструктивные параметры, такие как рекомендуемая прочность бетона и тип опоры, обеспечивающие наилучшее структурное поведение, для последующего выполнения расчета конструкции оболочки для пешеходного моста. *Методы*. Статический конечно-элементный анализ был проведен для четырех пределов прочности на сжатие бетона (28, 40, 80, 120 МПа), которые соответствуют нормальному, высокому и сверхвысокому сопротивлению бетона, пяти различным схемам расположения нагрузки от толпы и трем различным условиям опирания. *Результаты*. Двухшарнирные и бесшарнирные модели показывают одинаковые вертикальные перемещения. Для исследуемой толщины оболочки с точки зрения внутренних усилий двухшарнирная модель является более эффективной. Комбинация шарнирных неподвижных опор с прочностью бетона 80 МПа показала лучшее структурное поведение.

Ключевые слова: конечно-элементный анализ, пешеходный мост, гиперболический параболоид, оболочка, напряженно-деформированное состояние, высокопрочный бетон, ультравысокопрочный бетон

Introduction

Thin shells, as well as long-span structures, spatial grids, tensegrity systems, tall buildings, among other systems, are related to “special structures” [1]. Shells are form-resisting structures, as they mainly resist loads because of their form rather than the amount of their material (cross-section). Because of their special qualities, shells are used wherever high efficiency is required, such as to cover long spans with high resistance and minimum material [2]. Felix Candela fomented the surge of popularity of shell structures in the 1950s, and his works launched the modern shell era by attracting the attention of architects and structural engineers [1]. In 1951 Candela built a 11 m span and 15 mm thickness hyperbolic paraboloid shell in Mexico [3–5], what was an innovative project at these time. The Candela’s built hyperbolic paraboloid shells show that was possible to minimise workforce and material resources [6]. Despite this, the widespread building of thin reinforced concrete shells ended abruptly at the end of the 1960s [7] and for many time the use of large span shell structures has lost its popularity compared to the peak of their construction in the 1950–1960s [8].

The 21st century brought a new era for architectural design [9] and improvement of 3D finite element analysis software. Nowadays, more architects and engineers are becoming interested in the design of long-span shell structures. Thus, the authors of this article set out to study the possibilities of using different analytical surfaces for the construction of a thin shell footbridge, where the shell is both the supporting structure and the walking surface.

The hyperbolic paraboloid (hypar) has been known in mathematics since the 17th century and first appeared in architecture at the end of the 19th century [3]. Mathematically synclastic surfaces have positive Gaussian curvature K , while the anticlastic (hyperbolic) surfaces have negative curvature K . Both synclastic and anticlastic surfaces are of double curvature. Double curvature surfaces, if properly restrained, can work only as membranes, irrespective of the applied loads. This singularity can be seen by comparing the failure of a cylindrical and spherical vaults under vertical loads; the first will fail in bending, the second in tension.

The hyperbolic paraboloid is a twice ruled surface of negative Gaussian curvature [10], and is categorized as an anticlastic surface [11]. This anticlastic ruled surface could be generated by straight lines. Therefore, this shell shaped structure is simpler to build [12; 13]. It is important to consider that the hyperbolic paraboloid shell may be stable in the postcritical range due to negative Gaussian curvature since there are also fibres in tension that stabilise the shell [14].

At present, there are few projects in which shells are used as supporting structures for bridges. Among the most notable projects are the Musmeci Bridge over the Basento river in Italy (Figure 1, *a*), the Matadero Bridge over the Manzaneros river in Spain (Figure 1, *b*) and the TRUMPF Bridge over Gerlinger Strasse in Germany (Figure 1, *c*).

The Musmeci Bridge is about 300 m long and is composed of a RC box-section deck supported by a RC continuous double-curvature shell. The shell forms 4 equal spans of 69.20 m each, has a thickness of 0.30 m and is characterised by deeper ribs at both sides [15]. The Matadero footbridge is a RC (40 MPa) synclastic shell that supports a suspended metallic deck [16; 17], where the bearing structure is a shell with 43.50 m span, 8.40 m width, 7.70 m of rise and variable thickness from 0.15 m in the centre to 0.57 m in the supports [18]. The footbridge at TRUMPF headquarters is a double curved steel shell with 28 m span, 2.20 m width, and only 20 mm thickness [19]. It should be noted that only the last of the mentioned projects (Figure 1, *c*) uses the shell structure both as a load-bearing element and as a walking surface.

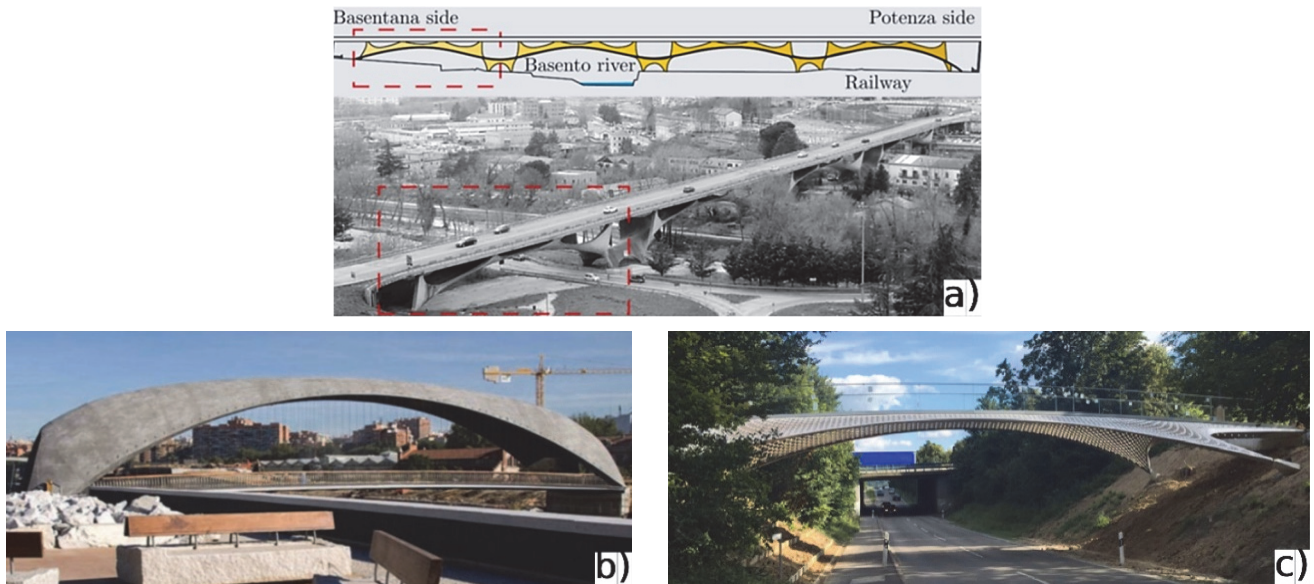


Figure 1. Musmeci’s bridge, Potenza, Italy (a); Matadero footbridge, Madrid, Spain (b); TRUMPF footbridge, Ditzingen, Germany (c)

This research is the first stage of a project that performs a comparison of the static and dynamic structural behaviour, architectural influence and environmental impacts between a conventional-structured footbridge built in the city of Cuenca (Ecuador) and a proposed shell-shaped footbridge, where the shell is both the load-bearing element and the walking surface. The whole project will study the structural behaviour of different analytical surfaces (hyperbolic paraboloid, conoid, torse) to define the most suitable geometric shape for a pedestrian bridge. This article shows the results of the first stage of the cited research. In this stage, the stress-strain state of the proposed hyperbolic paraboloid bridge was determined. The results will allow us to establish the optimal type of supports and concrete strength for this type of structure in order to perform the subsequent structural design in the next stage. The issues of local stability of the shell on the upper edges, as well as the reinforcement of the shell as a whole and in different zones depending on the stress-strain state, are not considered in the present article.

Methodology

In the present work, we defined the overall dimensions of the studied shell according to the dimensions of an existing bridge built with a conventional structural system in the city of Cuenca (Ecuador). The Juana de Oro footbridge (Figure 2) is a three-hinged arch with $L = 24$ m of span, $B = 5$ m of width and $f = 1.2$ m of rise [20].

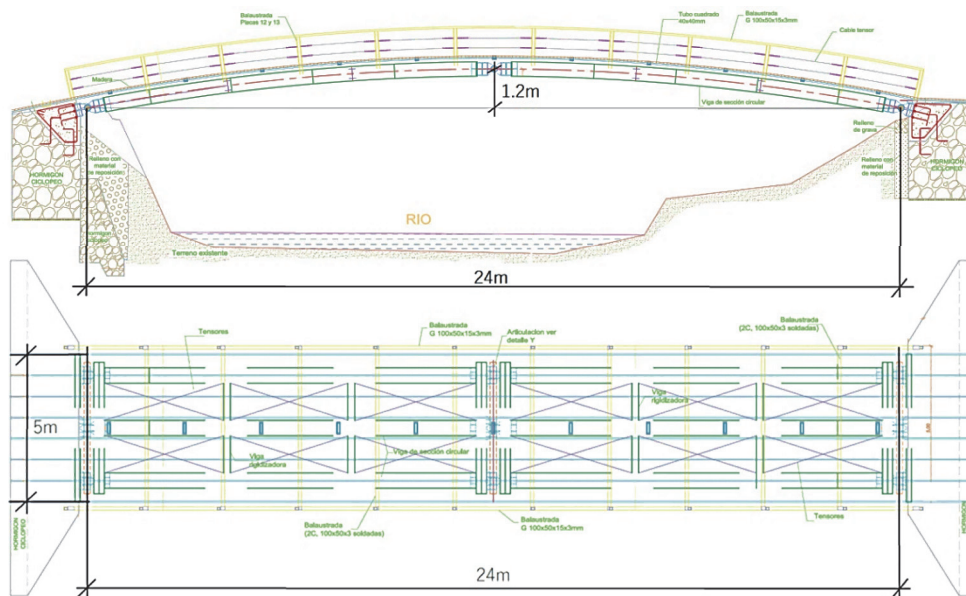


Figure 2. “Juana de Oro” footbridge [20]

Based on the overall dimensions of Juana de Oro bridge, we defined the geometry of the studied hyperbolic paraboloid shell. The defined structure is a shell with $L = 24$ m span, $B = 5$ m width, $f = 1.2$ of rise and $t = 0.1$ m thickness (Figure 3).

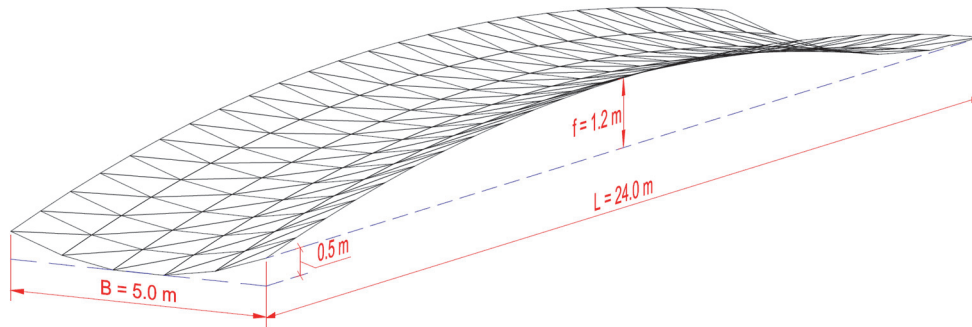


Figure 3. Overall dimensions of the studied hyperbolic paraboloid shell structure

For the defined hyperbolic paraboloid shell structure, 60 finite element models were analysed, which include the different combinations of parameters: 5 concrete strengths (28, 40, 80, 120 MPa), 3 support conditions (simple supports, fixed ends or two-hinged model, embedded ends or hingeless model), and 5 crowd load positions.

The present stress-strain study involves: 1) determination of most unfavourable loading condition for the proposed shell; 2) determination of the least efficient support conditions in terms of stresses and strains; 3) definition under which loading conditions and with which support types we will continue the research; 4) investigation of influence of the concrete strength on the stress-strain state for the selected loading condition and support type; 5) analysis of results and drawing the conclusions.

Geometry definition of the hyperbolic paraboloid (hypar) shell. A hyperbolic paraboloid is a surface whose general equation in Cartesian coordinates (x, y, z) satisfies the equation: $z = (x/a)^2 - (y/b)^2$. According to Krivoshapko & Ivanov's Encyclopedia of Analytical Surfaces [10], the explicit (canonical) equation of a hyperbolic paraboloid has the following form:

$$z = \frac{x^2}{2p} - \frac{y^2}{2q}, \quad p > 0, q > 0. \quad (1)$$

The formula (1) shows that hyperbolic paraboloids can be generated by the translation of a mobile parabola $y^2 = -2qz$ along a fixed parabola $x^2 = 2pz$ or vice versa [10]. The computer model of the studied shell (Figure 3) was generated by the computational integrated system for finite element structural analysis and design SCAD++, and the system of equations (2) was obtained by the built-in SCAD++ application. In this program we have: h_0 = height of the angle point, m; h_1 = height of the inflection point along the X-axis, m; h_2 = height of the inflection point along the Y-axis, m; W = length of the plane in the X direction, m; B = length of the plane in Y direction, m (Figure 4). It should be noted that the edges of hyperbolic paraboloid can be curved or straight [21], and in our case we have defined a rectangular shape (24×5 m) on the horizontal plane projection.

$$x = (s - 0.5)W,$$

$$y = (t - 0.5)B, \quad (2)$$

$$z = h_0 + 4(h_0 - h_2)(s - 0.5)^2 + 4(h_0 - h_1)(t - 0.5)^2.$$

Live (crowd) load arrangement. In order to consider the most unfavourable position of the live load in the structure and its combination with the self-weight, we assumed the following 5 live load arrangements (Figure 5) for a pedestrian load of 4.1×10^{-3} MPa [22]:

- CV1: the crowd load occupying the entire width and half of the bridge span;
- CV2: the crowd occupying the entire width and full bridge span;
- CV3: the crowd occupying the full width and the middle third of the bridge span;
- CV4: the crowd in one lateral side (half of the width) and the entire length of the bridge;
- CV5: the crowd occupying the initial lateral side (half of the width and half of the bridge span).

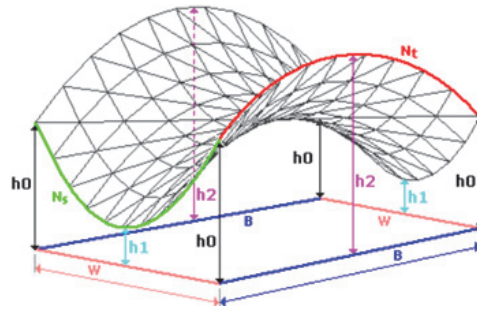


Figure 4. Geometric parameters for defining a hyperbolic paraboloid in SCAD software

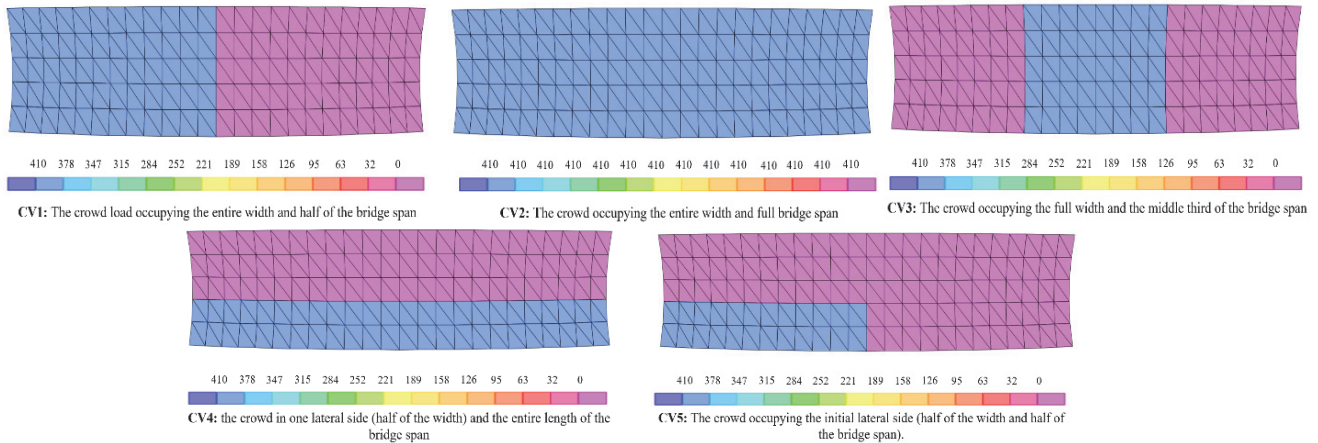


Figure 5. Live load arrangement. Live load acting on the blue areas

Compressive strength of the concrete. The investigation of the stress-strain state of the shell includes the study of the influence of different concrete strengths (28, 40, 80 and 120 MP). Since, the common practice in bridge construction in the city of Cuenca and the recommendation given in [22] suggest a concrete strength of 28 MPa, the American Concrete Institute specifies 41 MPa as the lower limit for high-resistance concrete (HRC) [23–25], and the Portland Cement Association points 120 MPa as the minimum compressive strength for ultra-high performance concrete (UHPC) [26–29], however, some authors suggest a value of 150 MPa as the minimum compressive strength limit of UHPC [30–33]. Thus, we analysed the shell for strengths of 28 and 40 MPa that correspond to a concrete of standard compressive strength, 80 MPa matches an HRC and 120 MPa corresponds to lower referred limit of UHPC.

Finite element analysis. The finite element structural analysis was performed in SAP2000 (CSI Computers & Structures, Inc.). We analysed 60 finite element models that include the following combinations of parameters: for each compressive strength (28, 40, 80, 120 MPa) were analysed 15 models that include 5 live load arrangements for the simply supported system, the same 5 load arrangements for the system with pinned ends, and the same for the model with fixed ends.

For the finite element analysis, it is necessary to define the physical and mechanical properties of analysed concrete (specific weight, modulus of elasticity and Poisson coefficient). Some recommendations about the specific weight for concretes with compressive strength less than 35 MPa suggest a value of 2320 kg/m³, instead for concretes between 35 and 105 MPa the following formula should be used [22]:

$$\gamma_c = 2240 + 2.29f'_c. \quad (3)$$

Here γ_c = specific weight, kg/m³; f'_c = compressive strength of concrete, MPa.

In this way the concrete of 40 MPa would have a specific weight of 2332 kg/m³, and the concrete of 80 MPa a value of 2432 kg/m³. For the concrete of 120 MPa not being within the range given by the AASHTO [22] a value of 2515 kg/m³ was taken [22; 34].

The modulus of elasticity for models with compressive resistance of 28, 40 and 80 MPa was calculated based on the formula (4) which is applicable only for concretes with specific weights between 1440 and 2500 kg/m³ [22].

$$E_c = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f'_c}. \tag{4}$$

Here E_c = modulus of elasticity, kg/cm²; γ_c = density of concrete, kg/m³; f'_c = compressive strength of concrete, MPa.

For the concrete of 120 MPa a value of 459 000 kg/cm² (~45 900 MPa) was taken [35]. The assumed Poisson coefficient is 0.2 since no physical tests of the materials were performed [22; 36].

For the analysis of the stress-strain state, we calculated 5 load combinations in the SAP2000 software. These combinations consider the structure dead load (CM) whit each pedestrian live load in its different arrangements on the deck (CV). We replicate these load combinations for the proposed supports types and concrete strengths.

Results and discussion

The Figure 6 shows some graphical views of the stress-strain state of the models based on the finite element analysis. The Figure 7 shows the character of the normal forces in the shell.

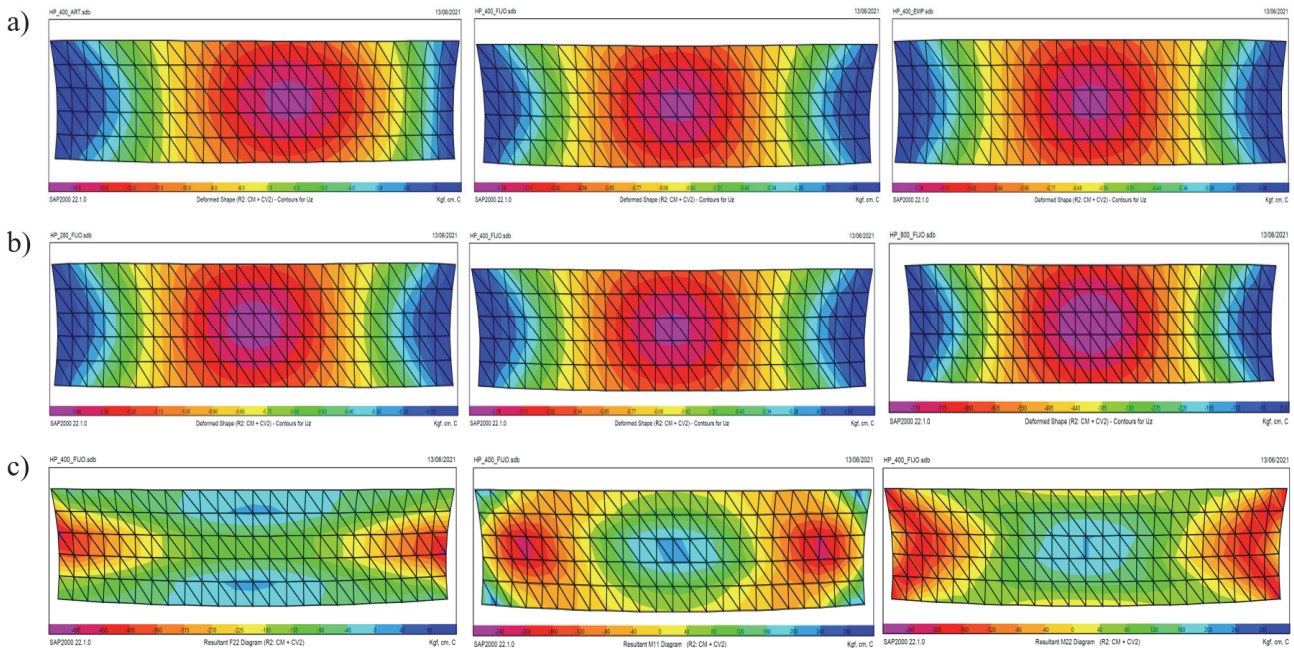


Figure 6. Comparison of deformations between different types of supports for the same concrete strength (a); comparison of deformations between different concrete strength but with the same type of support (b); internal reactions for a concrete strength of 40 MPa with fixed supports (c)

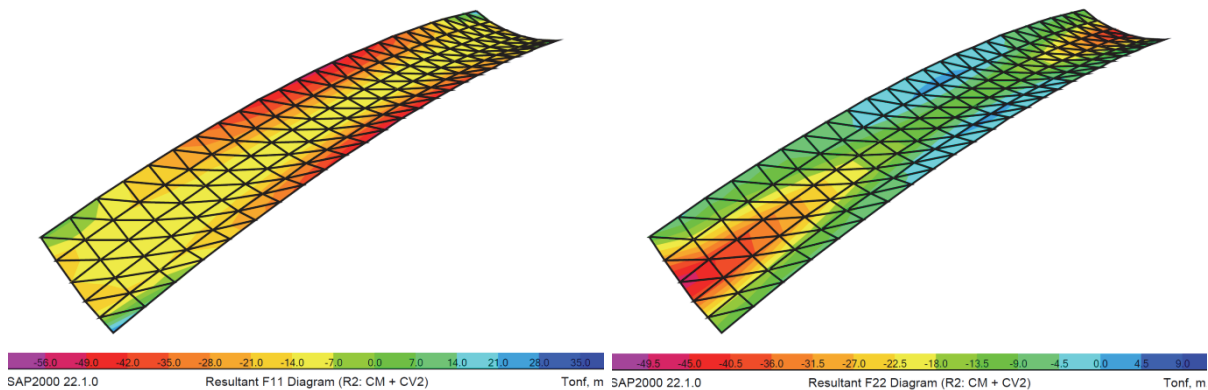


Figure 7. Character of the normal (longitudinal and transverse) forces in the shell

The results of the finite element analysis of the proposed models show that the combination named R2 and R4 (corresponding to CV2 and CV4 respectively) are the most unfavourable live load arrangement for all models regardless of the type of supports (Figure 8).

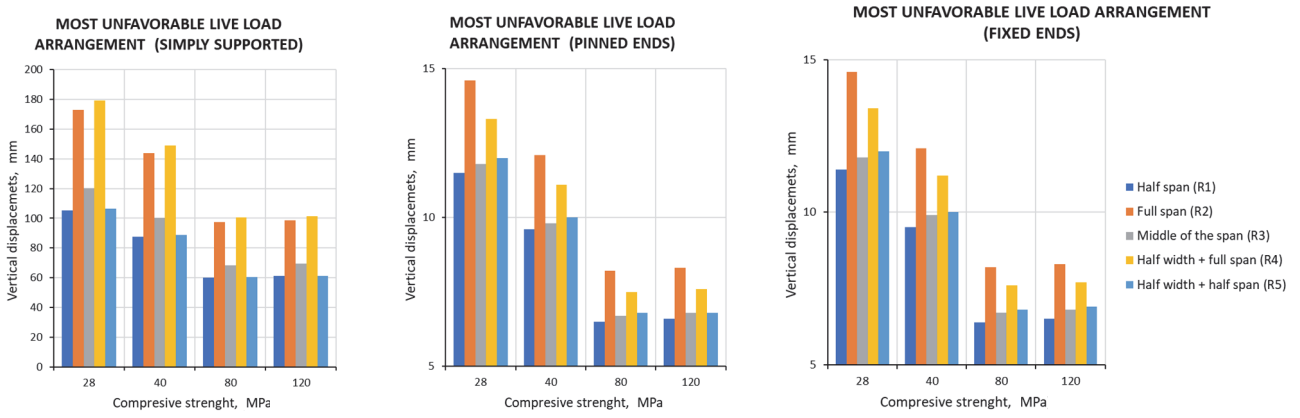


Figure 8. Influence of the live load arrangement in function of the type of supports and compressive strength of concrete

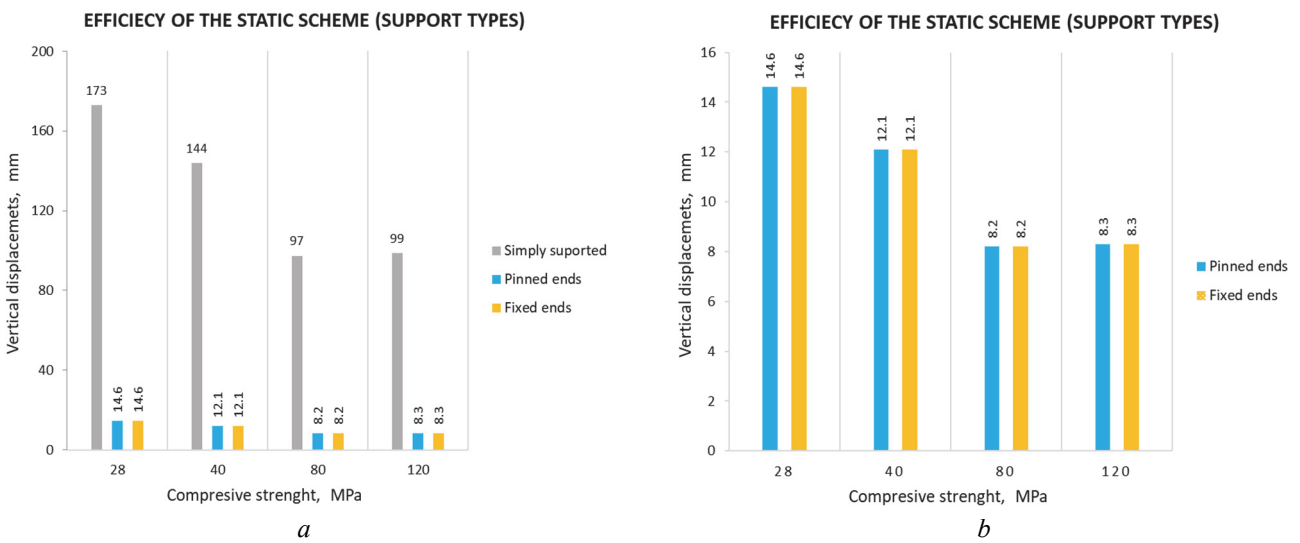


Figure 9. Influence of the support conditions. Vertical displacements by load case R2 in function of compressive strength of concrete

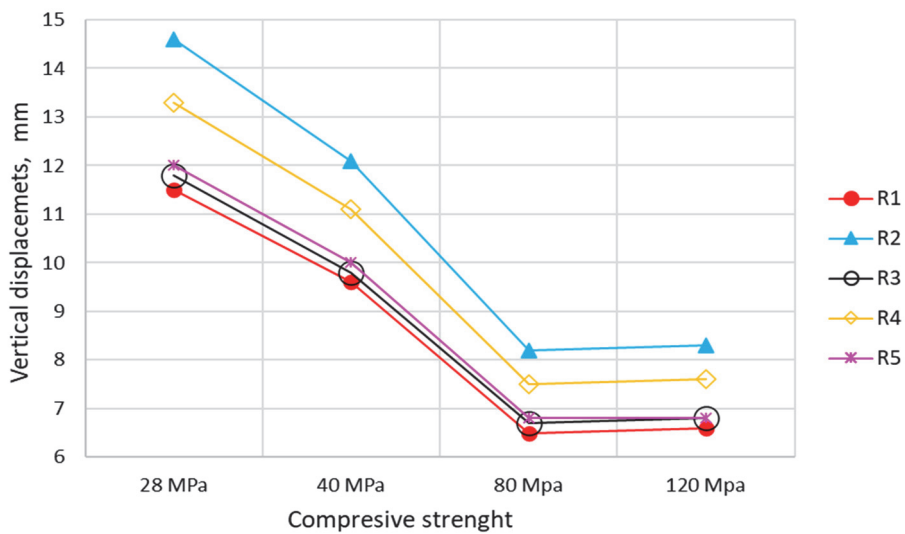


Figure 10. Influence of the compressive strength of concrete on the vertical displacements

For the defined unfavourable live load arrangement, we have studied the influence of the support conditions on the vertical displacements, the results are shown in Figure 9.

Here we can see that the simply supported condition is not viable for this type of structure, due to large displacements under the same load condition (Figure 9, a). Figure 9, b shows that vertical displacements for the pinned (hinged) ends and the fixed (embedded) ends models are the same. At the same time, it displays that the 80 MPa concrete, shows a better performance in terms of rigidity among the studied strengths.

The effect of compressive strength of the concrete was analysed for the five proposed live load arrangements. The results are shown in the Figure 10. Here we can note that the HRC (80 MPa) presents a deformational behaviour slightly better than the UHPC (120 MPa), under the same geometric parameters of the shell and live load arrangements.

In order to understand the influence of the concrete strength, we performed a stress state comparison between the pinned ends and fixed ends models under the R2 load arrangement for the 4 proposed compressive strengths of concrete. Below, in the Figures 11–13, we show the graphs that summarise the results of the stress state investigation.

In these graphs we can see that the maximum internal reactions in the shell with pinned supports are lower than in the ones with fixed supports regardless of the analysed concrete strength.

Further, the structural performance of the “hypar” shell was analysed as a function of the compressive strength of the concrete. In this research a point of balance between stresses and strains was determined according to the strength of the concrete. The graph below shows that, as the concrete strength increases, the internal reactions also increase, while the deformations decrease. However, the deformations stabilise at strengths close to or above 80 MPa. This analysis shows that the better relation between strains and stresses is for a concrete next to 80 MPa of compressive strength (Figure 14).

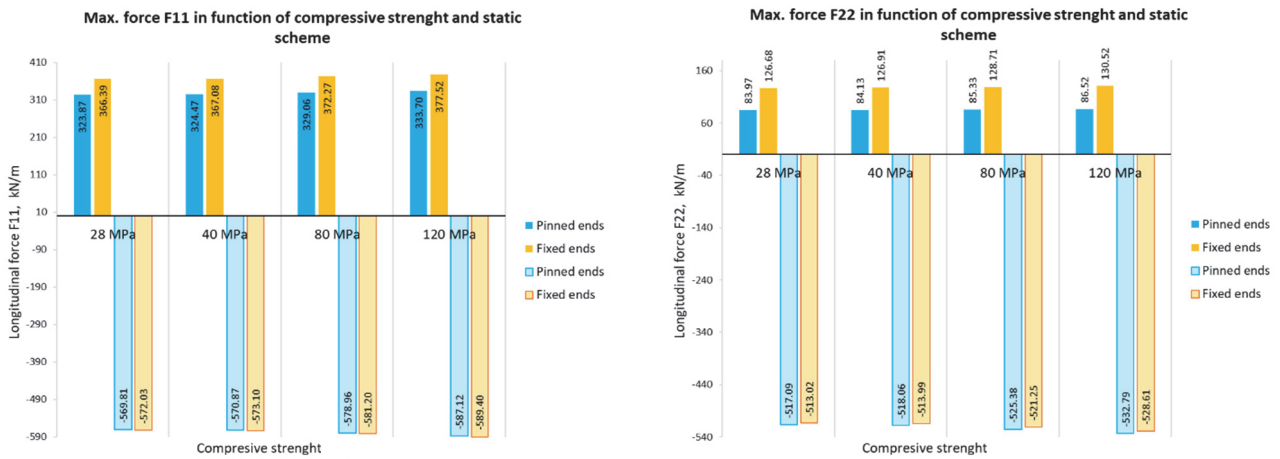


Figure 11. Maximum internal force along the longitudinal and transverse local axes of the shell

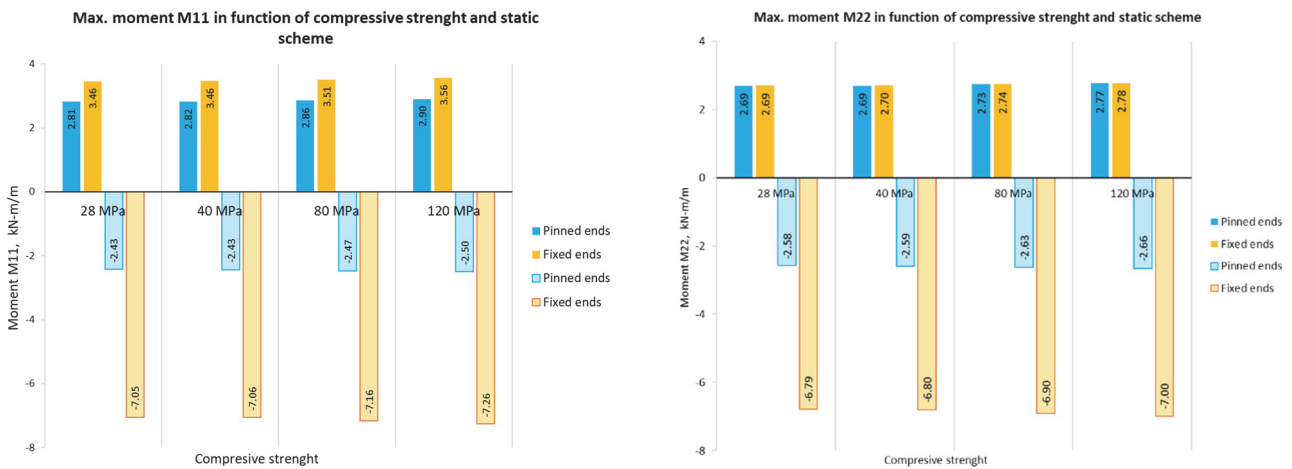


Figure 12. Maximum bending moment along the local axes of the shell

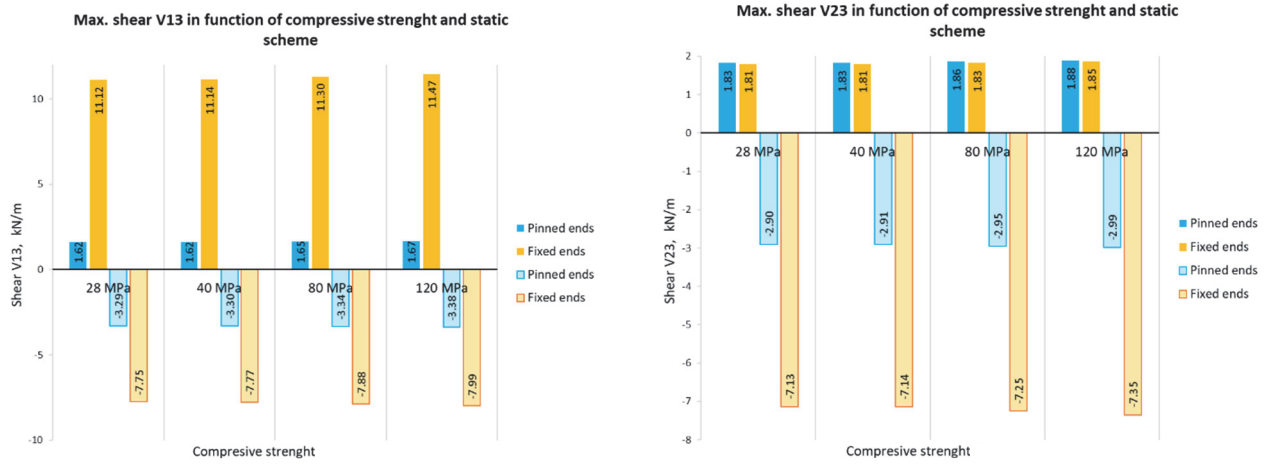


Figure 13. Maximum shear forces

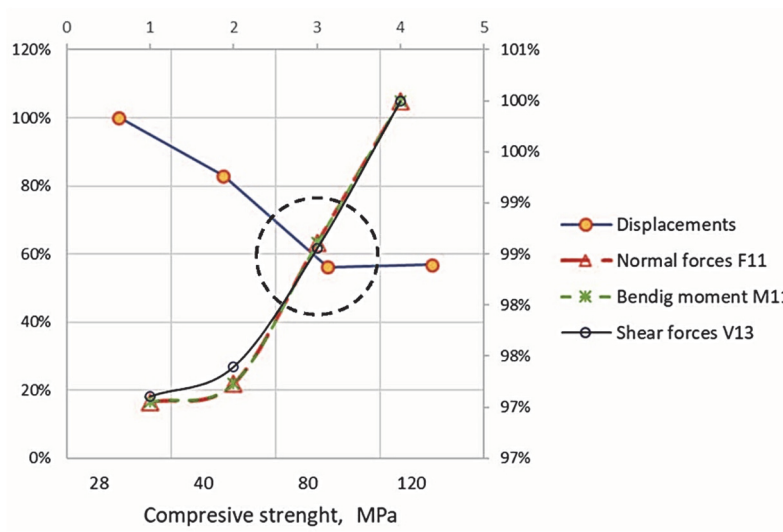


Figure 14. Influence of the compressive strength of concrete on the structural performance (stress-strain state) of the proposed hyperbolic paraboloid shell

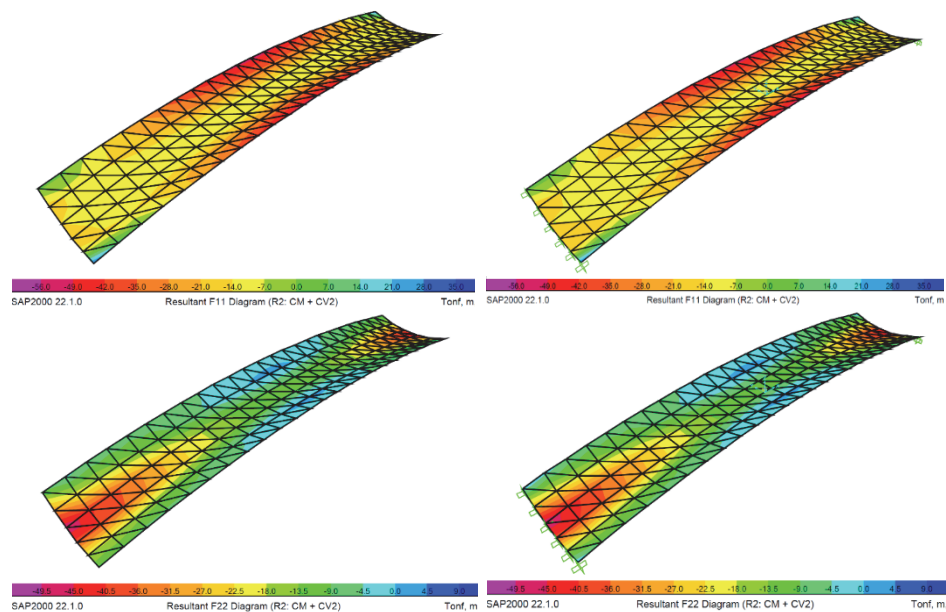


Figure 15. Distribution of normal forces F11 and F22

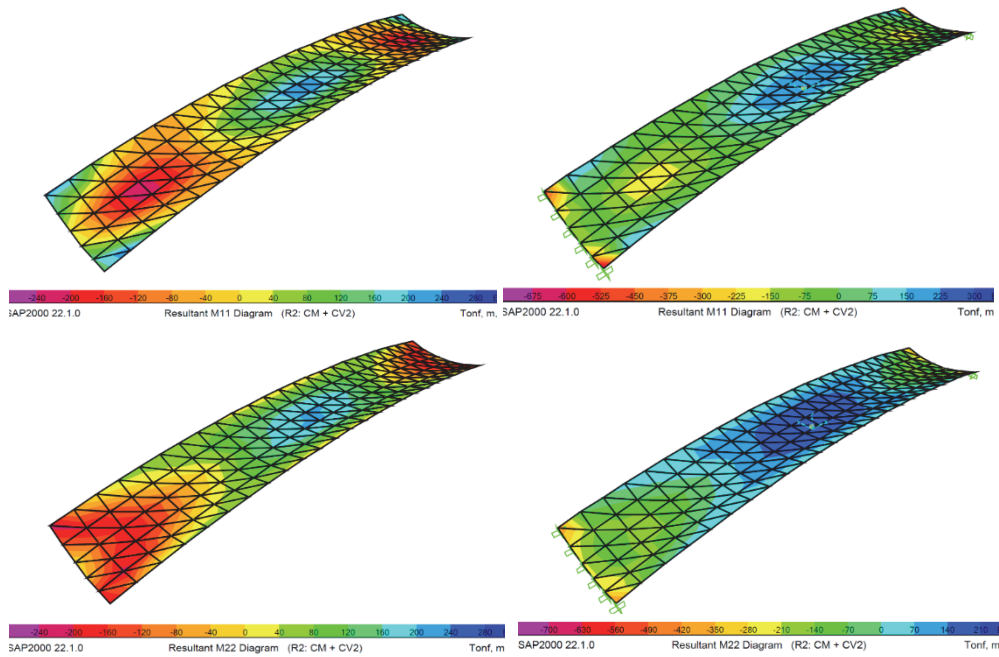


Figure 16. Distribution of bending moments M11 and M22

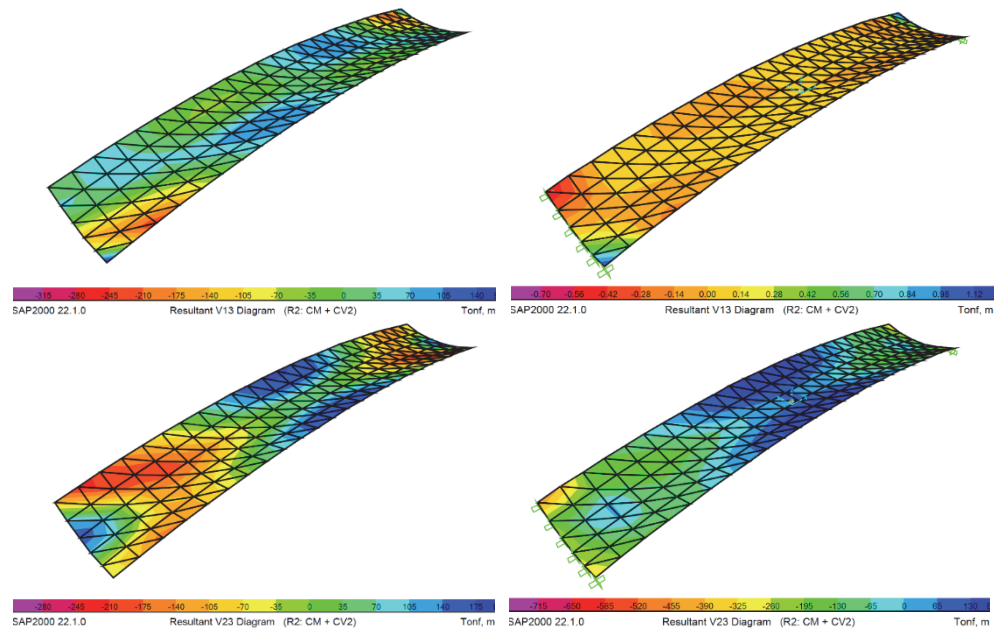


Figure 17. Distribution of shear forces V13 and V23

The Figures 15–17 show the character of the stress state of the shell studied with 80 MPa concrete, both for the case of hinged supports (right pictures) and for the case of embedded supports (left pictures).

Conclusion

The purely geometrical shape of the hyperbolic paraboloid is relatively easy to work with, both from structural analysis and design viewpoint. However, the effects of the bending stresses that are generated for the given geometry must be considered. These bending stresses should be dealt with rationally by adjusting the curvatures of the shell instead of increasing the cross-section [37].

In this investigation, the assessment of the static structural behaviour of a hyperbolic paraboloid shell was performed in order to evaluate the possibilities of application of this analytical surface as a shell-shaped foot-bridge where the shell is both the load-bearing element and the walking surface. In terms of rigidity was deter-

mined that the pinned (hinged) supports and fixed (embedded) supports give almost equal displacement magnitudes (Figure 9, *b*). The FEA analysis shows a vertical displacement of 8.2 mm for the 80 MPa model and 8.3 mm for the 120 MPa model. However, in terms of stresses, the pinned supports shown better behaviour than fixed ones. The normal tensile forces $F11$ along the longitudinal axis for the pinned supports are 11.61% less than the fixed supports. The normal compressive forces $F11$ along the longitudinal axis for the pinned supports are 0.39% less than the fixed supports. The normal tensile forces $F22$ along the transversal axis for the pinned supports are 33.71% less than the fixed supports. The normal compressive forces $F22$ along the transverse axis for the pinned supports are 0.79% greater than the fixed supports. The maximum magnitude of bending moment $M11$ along the longitudinal axis for the pinned supports is 65.54% less than the fixed supports. The maximum magnitude of bending moment $M22$ along the longitudinal axis for the pinned supports is 61.95% less than the fixed supports. The maximum shear forces $V13$ for the pinned supports are 85.45% less than the fixed supports. The maximum shear forces $V23$ for the pinned supports are 59.26% less than the fixed supports.

The study of the influence of the compressive strength of the concrete on the one hand shows that the HRC (80 MPa) shell has 43.49% less displacement than the normal resistance concrete (28 MPa), 32.16% less than the 40 MPa, and even 1.37% less than the UHPC (120 MPa). But on the other hand, it shows an increase of internal reactions as follows: for the 40 MPa concrete the internal reactions increase 0.18% compared to the 28 MPa; for the 80 MPa concrete the internal reactions increase 1.41% compared to the 40 MPa; and for the 120 MPa the internal reactions are 1.36% greater than for the 80 MPa concrete.

These results show that, in terms of maximum stresses, the hyperbolic paraboloid with pinned (two-hinged) supports is the more adequate static scheme for the proposed anticlastic shell, while a concrete with compressive strength between 40 and 80 MPa provides the best structural performance. However, it could be observed that the model with fixed (hingeless) supports shows a most uniform stress distribution. Later the research will continue on the 40 and 80 MPa pinned-support (two-hinged) and fixed-support (hingeless) shell. In future articles we will determine the structural behaviour under static and dynamic actions, including seismic loads. We will revise the shell curvatures to optimise the structural behaviour, study the influence of the shell thickness on the UHPC alternative. Also, we will review the issues about the local stiffness as well as the need for the addition of edge beams and study its effects, about the reinforcement of the shell (type of reinforcement, steel strength, diameter, spacing) and the intensity of the reinforcement in the different zones depending on the stress-strain state.

References

1. Bradshaw R., Campbell D., Gargari M., Mirrniran A., Tripeny P. Special structures: past, present, and future. *J. Struct. Eng.* 2002;128(6):691–709. [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2002\)128:6\(691\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2002)128:6(691))
2. Ramm E., Mehlhorn G. On shape finding methods and ultimate load analyses of reinforced concrete shells. *Eng. Struct.* 1991;13(2):178–198. [http://dx.doi.org/10.1016/0141-0296\(91\)90050-M](http://dx.doi.org/10.1016/0141-0296(91)90050-M)
3. Aleshina O., Cajamarca D., Barbecho J. Numerical comparative analysis of a thin-shell spatial structure for the Candela's Cosmic Rays Pavilion. *Adv. Astronaut. Sci.* 2021;174:741–752.
4. Pérez-Peraza J. Reminiscences of cosmic ray research in Mexico. *Adv. Sp. Res.* 2009;44(10):1215–1220. <http://dx.doi.org/10.1016/j.asr.2008.11.031>
5. Minor A. Up-and-down journeys: the making of Latin America's uniqueness for the study of cosmic rays. *Centaurus.* 2020;1–23. <http://dx.doi.org/10.1111/1600-0498.12335>
6. Mendoza M. Felix Candela's first European Project: The John Lewis Warehouse, Stevenage New Town. *Archit. Res. Q.* 2015;19(2):149–60. <http://dx.doi.org/10.1017/S1359135515000251>
7. Krivoshapko S.N., Hyeng C.A.B., Mamieva I.A. Chronology of erection of the earliest reinforced concrete shells. *Int. J. Recent Res. Appl. Stud.* 2014;18(2):95–108.
8. Krivoshapko S.N., Mamieva I.A. *Analytical surfaces in the architecture of buildings, structures and components*. Moscow: LIBROKOM Publ.; 2011. (In Russ.)
9. Kourkoutas V. *Parametric form finding in contemporary architecture Vassilis Kourkoutas*. Vienna: Technische Universität Wien; 2007.
10. Krivoshapko S.N., Ivanov V.N. *Encyclopedia of analytical surfaces* Switzerland: Springer International Publishing AG; 2015. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-319-11773-7>
11. Farshad M. Design of hyperbolic paraboloid shells. In: *Design and Analysis of Shell Structures*. Switzerland: Springer-Science+Business Media, B.V.; 1992. p. 215–247.
12. Oliva Quecedo J., Antolin Sanchez P., Cámara Casado A., Goicolea Ruigómez J.M. Finite element model analysis of works authored by Felix Candela. *Hormigón y Acero.* 2011;(1):61–76.

13. Rippmann M. *Funicular shell design geometric approaches to form finding and fabrication of discrete funicular structures*. PhD Thesis. Zurich; 2016.
14. Bischoff M., Ramm E., Irslinger J. Models and finite elements for thin-walled structures. In: *Encyclopedia of Computational Mechanics Second Edition*. John Wiley & Sons, Ltd.; 2017. <http://dx.doi.org/10.1002/9781119176817.ecm2026>
15. Marmo F., Demartino C., Candela G., Sulpizio C., Briseghella B., Spagnuolo R., et al. On the form of the Musmeci's bridge over the Basento river. *Eng. Struct.* 2019;191(May):658–73. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.04.069>
16. Fenu L., Congiu E., Lavorato D., Briseghella B., Marano G.C. Curved footbridges supported by a shell obtained through thrust network analysis. *J. Traffic Transp. Eng. (English Ed.)* 2019;6(1):65–75. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jtte.2018.10.007>
17. Fenu L., Congiu E., Marano G.C., Briseghella B. Shell-supported footbridges. *Curved Layer Struct.* 2020;7(2):199–214. <http://dx.doi.org/10.1515/cls-2020-0017>
18. Peiretti H.C., Martín J.R., Delgado J.S., Matadero and invernadero shell footbridges over the Manzanero River in Madrid. *Rev. Obras. Publicas.* 2011;158(3520):39–50.
19. McIntyre J. Outokumpu: building bridges to span over distance and time. *Stainless Steel World.* 2019;(137):2–3.
20. Zeas Guzman K. *Los puentes del Centro Histórico de Cuenca*. Universidad de Cuenca; 2013.
21. Saltik E., Alacam S. Experiments for design and optimization of thin shell structures. *ATI 2020: "Smart Buildings, Smart Cities" Proceedings*. Izmir: Yaşar University; 2020. p. 76–90.
22. American Association of State Highway and Transportation Officials. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. 8th ed. Washington D.C.; 2017 p. 1881.
23. ACI 363R-92. *State-of-the-art report on high-strength concrete* (vol. 92). ACI Committee 363. American Concrete Institute; 1992.
24. Razvi S.R., Saatcioglu M. Strength and deformability of confined high-strength concrete columns. *ACI Struct. J.* 1994;91(6):678–696.
25. Sheikh S.A., Shah D.V., Khoury S.S. Confinement of high-strength concrete columns. *ACI Struct. J.* 1994;91(1):100–111.
26. Maten R.N. *ter Ultra high performance concrete in large span shell structures*. Delft: Delft University of Technology; 2011.
27. Perry V., Zakariasen D. First use of ultra-high performance concrete for an innovative train station canopy. *Concrete Technology Today – Portland Cement Association.* 2004;25(2):1–7.
28. Walraven J.C. Designing with ultra high strength concrete: basics, potential and perspectives. In: Schmidt M., Fehling E., Geisenhanslueke C. (eds.) *Proceedings of the International Symposium on Ultra-High Performance Concrete*. Kassel: Die Deutsche Bibliothek; 2004. p. 853–864.
29. Ramesh M.N., Teichmann T. Ultra high performance concrete: sustainable and cost effective. B2B Purchase. Mumbai; 2016. Available from <https://b2bpurchase.com/ultra-high-performance-concrete-sustainable-and-cost-effective/> (accessed: 02.04.2021).
30. Azmee N.M., Shafiq N. Ultra-high performance concrete: from fundamental to applications. *Case Stud. Constr. Mater.* 2018;9:e00197. <http://dx.doi.org/10.1016/j.cscm.2018.e00197>
31. Sarmiento P.A., Torres B., Ruiz D.M., Alvarado Y.A., Gasch I., Machuca A.F. Cyclic behavior of ultra-high performance fiber reinforced concrete beam-column joint. *Struct. Concrete.* 2019;20:348–360. <http://dx.doi.org/10.1002/suco.201800025>
32. Shafieifar M., Farzad M., Azizinamini A. Experimental and numerical study on mechanical properties of ultra high performance concrete (UHPC). *Constr. Build. Mater.* 2017;156:402–411. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.08.170>
33. Dingqiang F., Wenjing T., Dandian F., Jiahao C., Rui Y., Kaiquan Z. Development and applications of ultra-high performance concrete in bridge engineering. *IOP Conf. Ser. Earth Environ. Sci.* 2018;189:22038. <http://dx.doi.org/10.1088/1755-1315/189/2/022038>
34. Bahr O., Schaumann P., Bollen B., Bracke J. Young's modulus and Poisson's ratio of concrete at high temperatures: experimental investigations. *Mater. Des.* 2013;45:421–429. <http://dx.doi.org/10.1016/j.matdes.2012.07.070>
35. Mostofinejad D., Nozhati M D. Prediction of the modulus of elasticity of high strength concrete. *Iranian Journal of Science and Technology Transaction B: Engineering.* 2005;29(B3):311–321.
36. Chen H.J., Yu Y.L., Tang C.W. Mechanical properties of ultra-high performance concrete before and after exposure to high temperatures. *Materials (Basel).* 2020;13(3):1–17. <http://dx.doi.org/10.3390/ma13030770>
37. Ohmori H., Yamamoto K. Shape optimization of shell and spatial structure for specified stress distribution. *Mem. Sch. Eng. Nagoya Univ. Japan.* 1998;50(1):1–32.


 DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-4-391-403
 УДК 69.04:624.042.8

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Оценка сейсмических сил при измененных в процессе колебаний конструктивных схемах

 Ю.Т. Чернов , Д. Кбейли  

 Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация
 ✉ jaafarqbaily@gmail.com

История статьи

Поступила в редакцию: 12 декабря 2020 г.

Доработана: 11 мая 2021 г.

Принята к публикации: 13 июня 2021 г.

Аннотация. Цель исследования – разработать один из возможных методов сейсмического анализа, который учитывает неупругое поведение конструкций при сейсмических нагрузках. Предложенный метод позволяет учитывать изменение (снижение) несущей способности конструкций при разрушении отдельных элементов или появлении пластических зон. *Методы.* Предложенные зависимости и алгоритмы включают определение сейсмических сил, основанное на методе нормальных форм, который до настоящего времени широко используется при решении задач теории сейсмостойкости. Расчетные формулы при вычислении сейсмических сил на каждом шаге по времени представлены в виде разложений по формам собственных колебаний, которые учитывают изменения конструктивной схемы. Расчет повторяется на каждом шаге по времени как статический расчет на действие сейсмических сил, определенных на предыдущем этапе, до разрушения здания. *Результаты.* Разработанные зависимости и алгоритмы позволяют учитывать изменения конструктивной схемы в процессе колебаний на каждом шаге по времени, изменения динамических характеристик здания и, как следствие, новые значения сейсмических сил. Вычисленные коэффициенты неупругой работы конструкций K_1 , которые приведены в нормативных документах, не вполне соответствуют реальному поведению конструкции при сейсмических воздействиях. Предложенный метод позволяет определять расчетные значения сейсмических сил и их распределение с учетом влияния повреждений элементов и появления неупругих зон в конструкции в процессе колебаний на каждом шаге по времени вплоть до разрушения несущих конструкций зданий.

Ключевые слова: метод нормальных форм, сейсмическое воздействие, аналитическое исследование, разрушение элементов, методы сейсмического анализа

Для цитирования

Чернов Ю.Т., Кбейли Д. Оценка сейсмических сил при измененных в процессе колебаний конструктивных схемах // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 4. С. 391–403. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-391-403>

Чернов Юрий Тихонович, доктор технических наук, профессор кафедры строительной и теоретической механики, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26; ORCID: 0000-0002-0808-9981, Scopus Author ID: 57202802011, eLIBRARY SPIN-код: 2375-6712; ChernovYT@mgsu.ru

Кбейли Джаафар, аспирант кафедры строительной и теоретической механики, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26; ORCID: 0000-0002-3875-9413, Scopus Author ID: 57202802011, eLIBRARY SPIN-код: 8790-7877; jaafarqbaily@gmail.com

© Чернов Ю.Т., Кбейли Д., 2021


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

Evaluation of seismic forces under modified structural schemes in the process of vibrations

Yury T. Chernov , Jaafar Qbaily  

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russia Federation

 jaafarqbaily@gmail.com

Article history

Received: December 12, 2020

Revised: May 11, 2021

Accepted: June 13, 2021

Abstract. *The aim of the work* – development of one of the possible methods for seismic analysis that considers the inelastic behavior of structures under seismic loads. This requires the development of seismic analysis methods that take into account the change (decrease) in the bearing capacity or the destruction of individual elements until the final loss of the bearing capacity of the structure. *Methods.* The dependences and algorithms include determining seismic forces using the method of normal forms, which until now is the main one in solving problems of the seismic resistance theory in seismic regions, calculation formulas to calculate seismic forces at each time step are presented in the form of expansions into natural vibration modes, which regard the changes in the design scheme. The calculation is repeated at each time step as a static calculation for the action of seismic forces determined at the previous stage, before the building collapses. *Results.* The developed dependencies and algorithms allow to consider changes in the design scheme during vibrations at each time step, changes in the dynamic properties of the building and, as a result, the values of seismic forces. The value of the coefficient of inelastic work of structures K_1 , which are given in regulatory documents, do not give fully correspond to the actual behavior of the structure under seismic influences. The proposed calculation method allows to determine the estimated values of seismic forces and their distribution taking into account the influence of damage of elements and the appearance of inelastic zones in the design process of fluctuations at each time step and to assess the dynamic behavior of the building.

Keywords: method of normal forms, seismic load, analytical investigation, destruction of elements, seismic analysis methods

For citation

Chernov Yu.T., Qbaily J. Evaluation of seismic forces under modified structural schemes in the process of vibrations. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(4):391–403. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-391-403>

Введение

Землетрясения – одни из самых опасных стихийных бедствий, поскольку они причиняют значительный материальный и экономический ущерб и приводят к человеческим жертвам. Следовательно, сейсмостойкость является приоритетом при проектировании зданий с точки зрения выбора строительных материалов и несущей системы [1].

Для оценки сейсмостойкости сооружений были разработаны несколько сейсмических методов [2; 3], позволяющих оценивать реакцию конструкций при сейсмических воздействиях. Метод поперечных сил, модальный анализ спектра реакций, нелинейный динамический анализ, нелинейный статический анализ (push-over analysis) – у каждого из них есть достоинства и недостатки.

Метод поперечных сил используется при расчете симметричных конструкций. В нем используются распределения боковых сил, полученные на основе упругих реакций, что приводит к неточным результатам расчета сейсмических сил и деформаций зданий в случае нелинейных реакций [4].

Модальный метод спектра при оценке сейсмической реакции дает относительно точные результаты в случае линейной реакции. Метод был разработан для нелинейных систем, однако до сих пор он не может правильно идентифицировать деформации зданий [5].

Yury T. Chernov, Dr Sci. (Eng.), Professor of the Structural Mechanics Department, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russia Federation; ORCID: 0000-0002-0808-9981, Scopus Author ID: 57202802011, eLIBRARY SPIN-code: 2375-6712; ChernovYT@mgsu.ru

Jaafar Qbaily, postgraduate, Structural Mechanics Department, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russia Federation; ORCID: 0000-0002-3875-9413, Scopus Author ID: 57202802011, eLIBRARY SPIN-code: 8790-7877; jaafarqbaily@gmail.com

Нелинейный динамический анализ характеризуется как один из лучших методов с точки зрения проектирования и оценки реакции несущей системы здания. Тем не менее его использование ограничено из-за небольшого количества компьютерных программ, способных его применять, сложности выбора подходящих записей о движении грунта и трудности интерпретации его результатов [6; 7].

Нелинейный статический метод (pushover analysis) используется при определении реакции зданий в диапазоне неупругого поведения. Он требует знания моделей деформации здания и механизма обрушения и начального распределения сейсмических нагрузок. Неправильный выбор моделей и механизма обрушения здания приводит к неточным результатам [8; 9].

Проблемы анализа реального поведения зданий связаны в том числе с тем, что указанные методы зависят от динамических форм колебаний, вычисленных для исходных конструкций без учета изменения этих форм с появлением пластических зон и разрушений в отдельных элементах несущей системы в процессе колебаний.

Учет влияния повреждения элементов конструкции при расчете сейсмических сил является одним из важных факторов в сейсмическом анализе, в том числе при оценке диссипативных сил [10].

Некоторые международные нормы вводят дополнительные параметры при расчете сейсмических нагрузок, для учета возможности возникновения повреждений и нелинейных деформаций в отдельных элементах. В частности, в российских нормах вводится коэффициент неупругой работы конструкции $K1$.

Актуальность предлагаемого метода заключается в том, что он учитывает влияние повреждений элементов и появления зон с нелинейным характером деформирования на собственные формы колебаний зданий и величины сейсмических сил на каждом шаге в процессе колебаний. Расчет по такой схеме позволят также уточнить коэффициент неупругой работы конструкций $K1$.

Методы

Для расчета сооружения на сейсмические силы использовался шаговый метод по времени. Суть метода основана на методе нормальных форм, который считается одним из наиболее общих аналитических методов расчета и исследования динамических систем и представляет решения в виде разложения по собственным векторам.

Расчетная формула для определения сейсмической силы, действующей на массу m_j при колебаниях сооружения по r -й форме [11]:

$$S_{jr} = m_j Y_{jr} J_r \sum_{i=1}^n Y_{ir} m_i; \quad (1)$$

$$J_r = P_r \int_0^t \ddot{\epsilon}_0(\tau) e^{\frac{-\gamma}{2} P_r \cdot (t-\tau)} \sin P_r (t - \tau) d\tau, \quad (2)$$

где J_r – импульсная переходная функция для r -й формы. Железобетонное здание, рассмотренное в статье в качестве примера (рис. 1, 2), 5-этажное, симметричное по схеме, с высотой этажа 3,5 м, свойства и характеристики материалов и элементов конструкций приняты в соответствии с нормами РФ (рис. 3, 4; табл. 1, 2).

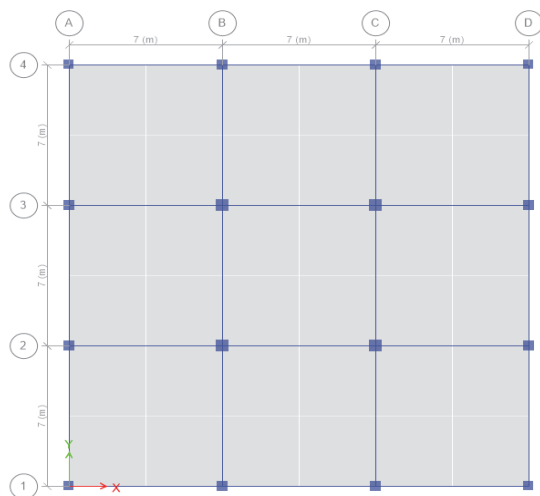


Рис. 1. План этажа здания
Figure 1. Floor plan of building

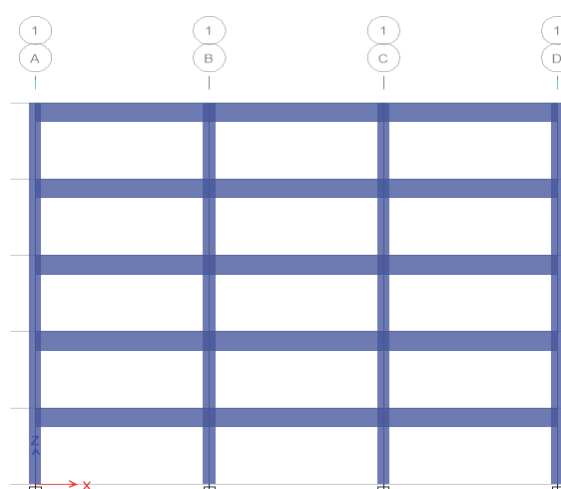


Рис. 2. Разрез здания
Figure 2. Section of the building

Таблица 1

Свойства материалов				
Модуль упругости, МПа	Расчетное сопротивление, МПа	Основные деформационные характеристики		
Бетон В25				
$E = 30\,000$	$R_b = 18,5$	$\varepsilon_{b1} = 0,004$	$\varepsilon_{b0} = 0,0056$	$\varepsilon_{b2} = 0,0034$
Класс арматуры А400				
$E = 2 \times 10^5$	$R_s = 400$	$\varepsilon_{s0} = 0,002$	$\varepsilon_{s2} = 0,025$	

Table 1

Materials properties				
Young modulus, MPa	Design strength, MPa	Main deformation characteristics		
Concrete B25				
$E = 30\,000$	$R_b = 18,5$	$\varepsilon_{b1} = 0,004$	$\varepsilon_{b0} = 0,0056$	$\varepsilon_{b2} = 0,0034$
Reinforcement class A400				
$E = 2 \times 10^5$	$R_s = 400$	$\varepsilon_{s0} = 0,002$	$\varepsilon_{s2} = 0,025$	

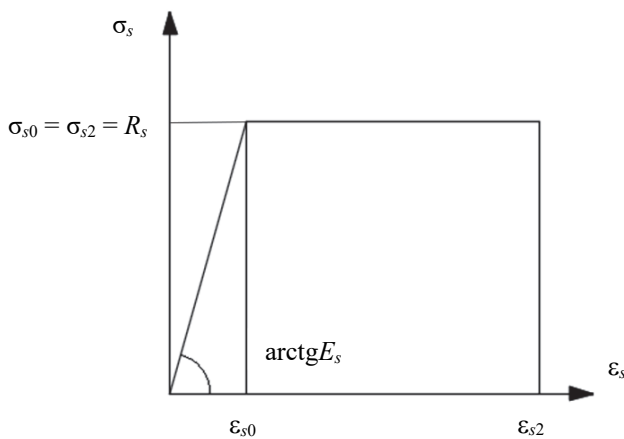


Рис. 3. Диаграмма состояния сжатого бетона
Figure 3. State diagram of compressed concrete

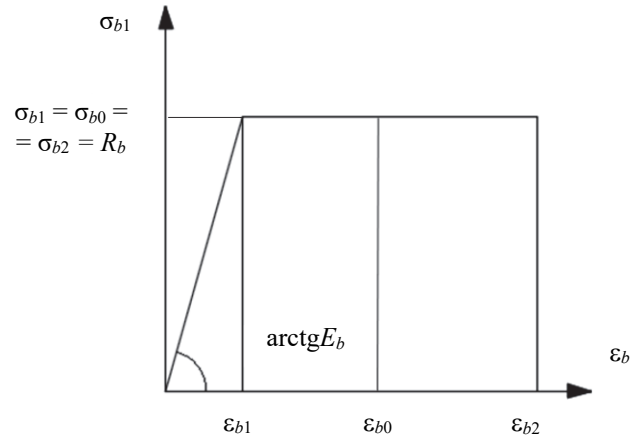


Рис. 4. Диаграмма состояния растянутой арматуры
Figure 4. Tensile rebar state diagram

Таблица 2

Table 2

Характеристики элементов каркаса	
Свойства колонны	
Размеры сечения, см	Площадь арматуры, см ²
60×60	25,13
50×50	20,35
45×45	20,25

Characteristics of frame elements	
Column properties	
Section dimensions, cm	Reinforcement area, cm ²
60×60	25.13
50×50	20.35
45×45	20.25

Ускорение грунта $a(t)$, м/с², принято в виде (рис. 5)

$$a(t) = A_1 \sin(\omega_1 t) + A_2 \sin(\omega_2 t). \tag{3}$$

Анализ и расчет проводился с учетом ряда допущений:

- распределение деформации по высоте сечения линейно до разрушения;
- работа бетона при растяжении не учитывается;
- массы этажа, включая массу перекрытий и несущих конструкции (колонн), перегородок и т. д., сгруппированы на уровнях перекрытий (рис. 6).

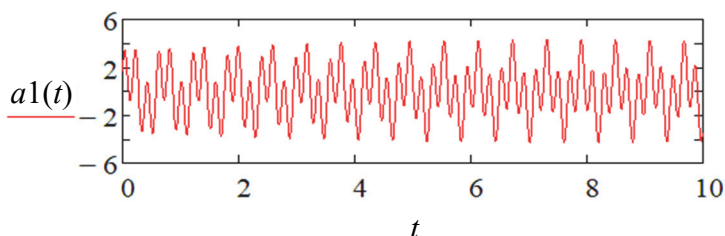


Рис. 5. Ускорение грунта
Figure 5. Ground acceleration



Рис. 6. Расчетная динамическая схема здания
Figure 6. Calculated dynamic building scheme

Первый шаг: вычисляются динамические характеристики сооружения (матрицы жесткости или податливости), собственные частоты и формы колебаний с помощью алгоритма, основанного на методе нормальных форм в программе MathCad на каждом шаге по времени.

Второй шаг: по программе ETABS производится анализ состояния здания при воздействии сейсмических сил и определяются все внутренние усилия в элементах.

Третий шаг: для всех критических сечений определяется напряженно-деформированное состояние в зоне нелинейных деформаций или разрушения в элементах с помощью диаграмм взаимодействия и диаграммы (момент – кривизна) для каждого сечения (рис. 7–12) по программе CSI COULOUМ.

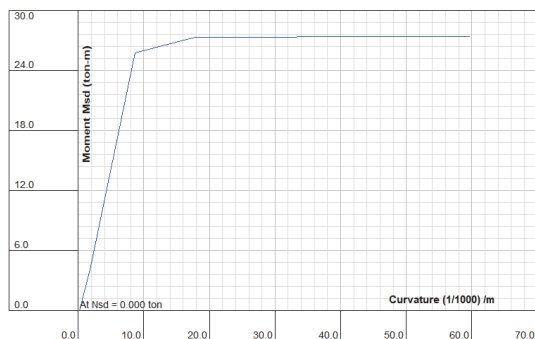


Рис. 7. Диаграмма (момент – кривизна) сечения 60×60 см
Figure 7. Diagram (moment – curvature) of the section 60×60 cm

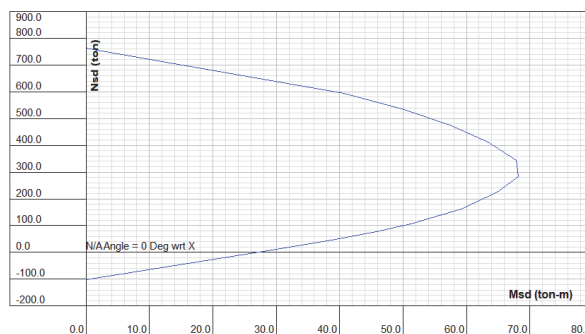


Рис. 8. Диаграмма взаимодействия сечения 60×60 см
Figure 8. Cross-section interaction diagram 60×60 cm

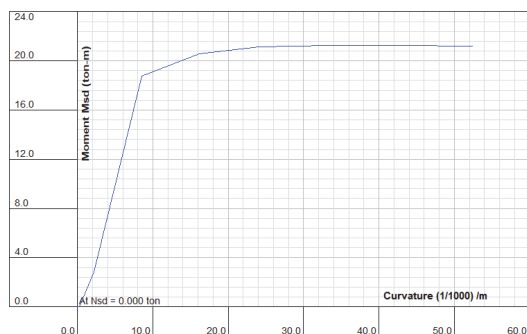


Рис. 9. Диаграмма (момент – кривизна) сечения 50×50 см
Figure 9. Diagram (moment – curvature) of the section 50×50 cm

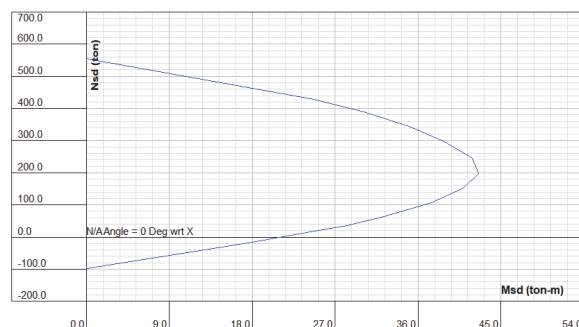


Рис. 10. Диаграмма взаимодействия сечения 50×50 см
Figure 10. Cross-section interaction diagram 50×50 cm

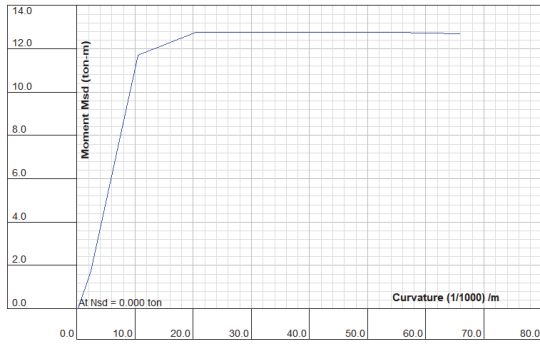


Рис. 11. Диаграмма (момент – кривизна) сечения 45×45 см
Figure 11. Diagram (moment – curvature) of the section 45×45 cm

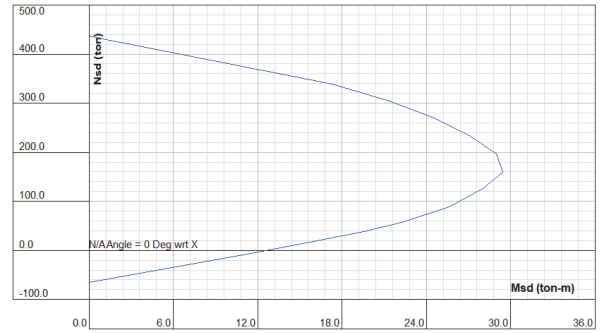


Рис. 12. Диаграмма взаимодействия сечения 45×45 см
Figure 12. Cross-section interaction diagram 45×45 cm

Существенным можно считать то, что при определении зависимости (момент – кривизна) принимаются не идеализированные диаграммы, а диаграммы, учитывающие совместно напряжения от продольных сил и моментов. Зоны, в которых учитываются эти зависимости, даны на рис. 8, 10, 12.

После этого определяется изменение конструктивной схемы и расчеты повторяются как на первом шаге до разрушения здания.

Алгоритм метода показан на рис. 13.

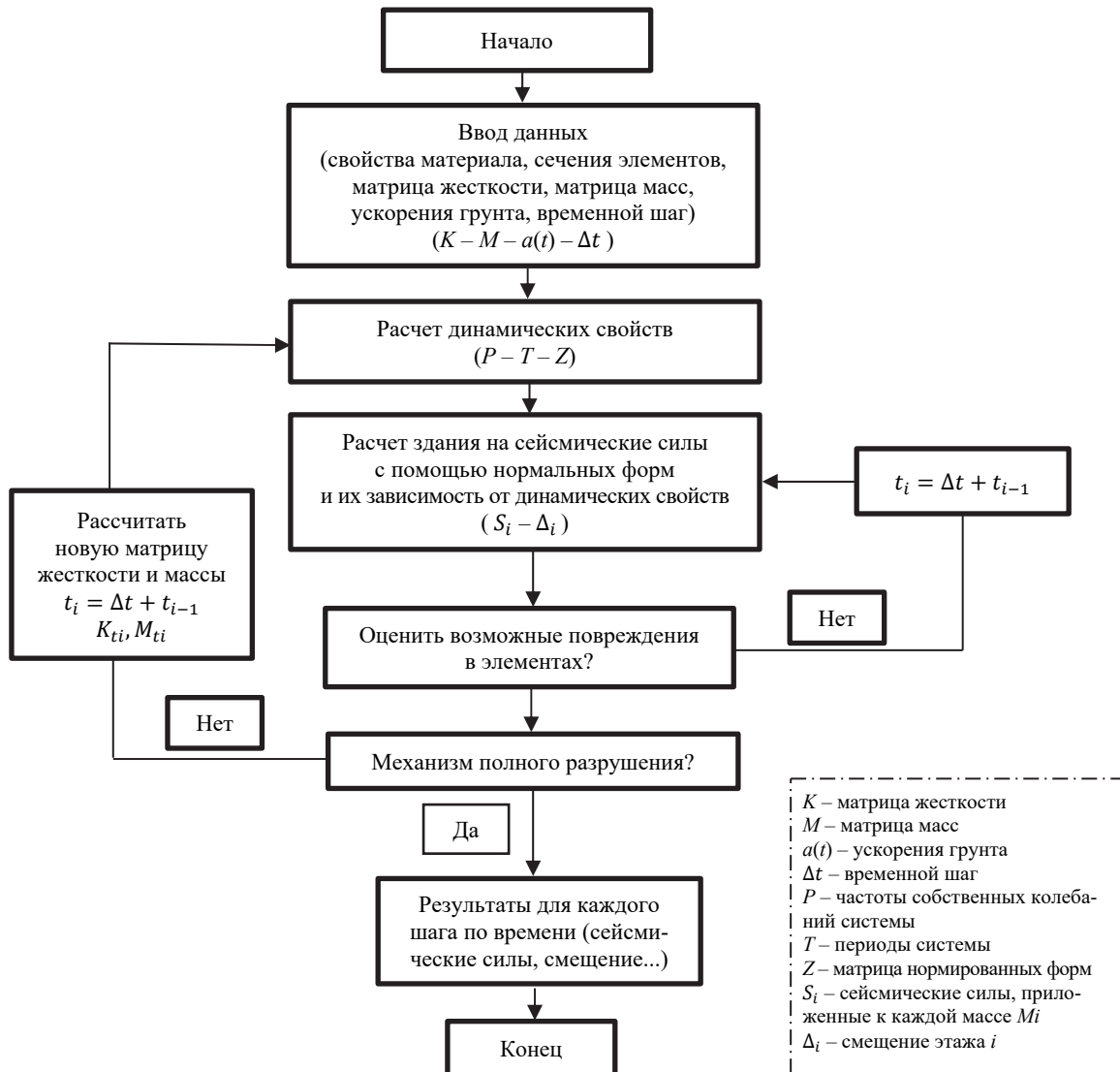


Рис. 13. Алгоритм метода

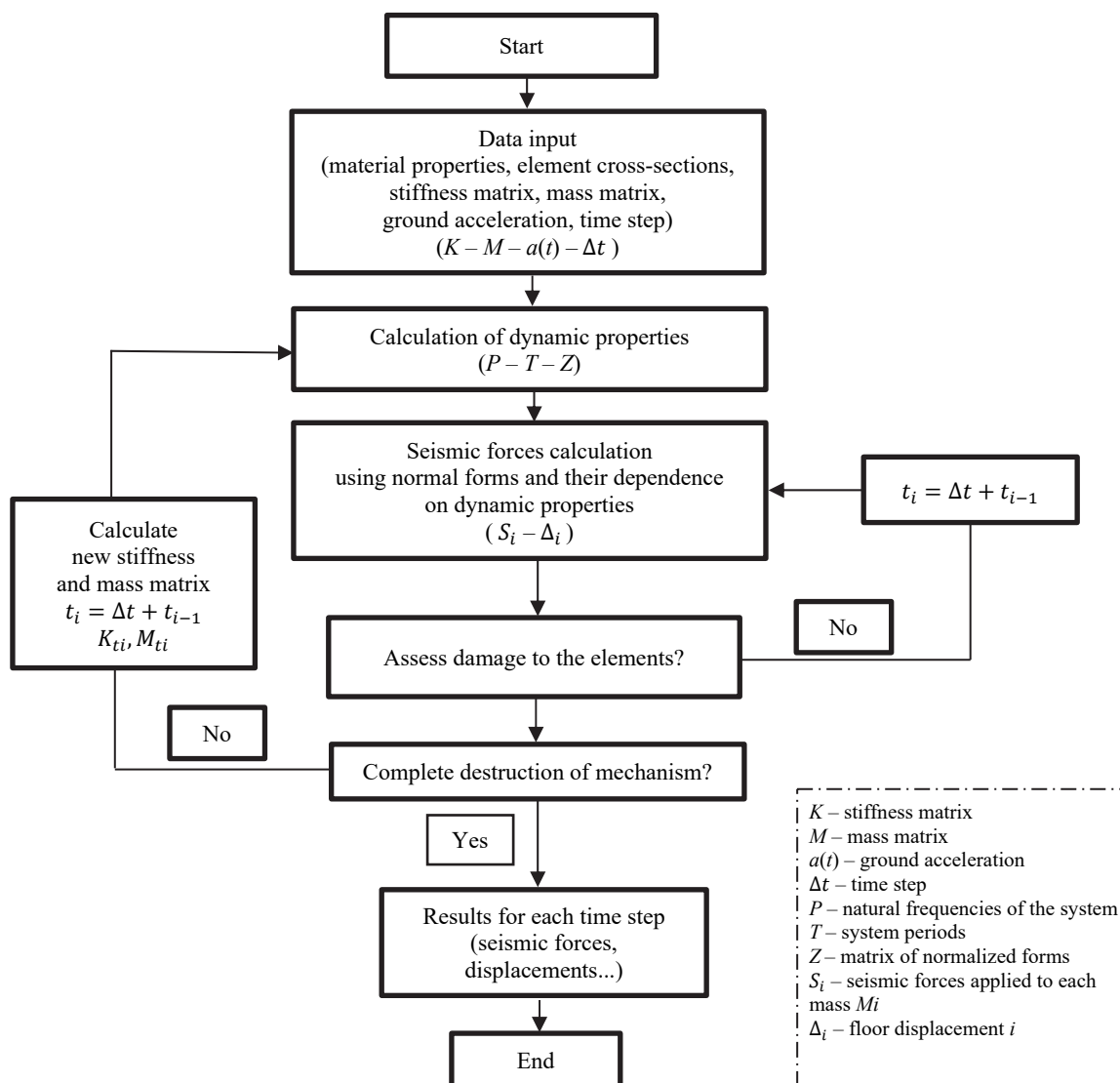


Figure 13. The algorithm of the method

Расчет коэффициента неупругой работы конструкции *K1*

Расчет проводился двумя способами:

1) коэффициент *K1* определяется как отношение суммы сейсмических сил в момент, предшествующий разрушению конструкции, к сумме сейсмических сил, соответствующих концу упругой стадии:

$$K1 = \frac{S_y}{S_u}, \quad (4)$$

где *S_y* – сумма сейсмических сил, соответствующих концу упругой стадии; *S_u* – сумма сейсмических сил в момент, предшествующий разрушению конструкции;

2) метод, основанный на оценке кривой несущей способности, заключается в преобразовании кривой несущей способности (устанавливается связь между поперечной силой в основании и смещением последнего этажа) и расчетного спектра реакции со спектром несущей способности (спектр ускорений *S_a* – спектр перемещений *S_d*) [12–14].

Преобразование выполняется с использованием следующих уравнений:

– для диаграммы кривой несущей способности:

$$S_a = \frac{S}{W \alpha_j}; \quad (5)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{top}}{\gamma_j \theta_{top,j}}; \quad (6)$$

$$\alpha_j = \frac{[\sum_{i=1}^n m_i \theta_{i,j}]^2}{[\sum_{i=1}^n m_i] [\sum_{i=1}^n m_i \theta_{i,j}^2]}, \quad (7)$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \theta_{i,j}}{\sum_{i=1}^n m_i \theta_{i,j}^2}, \quad (8)$$

где S – поперечная сила в основании; W – масса всего сооружения; Δ_{top} – перемещение верха сооружения; α_j – коэффициент модальной массы j -й формы; γ_j – коэффициент распределения j -й формы.

Расчетный спектр реакции определяется зависимостью

$$S_a = A \beta K_0 K_\varphi; \quad (9)$$

$$S_d = S_a \frac{T^2}{4 \pi^2}, \quad (10)$$

где A – коэффициент сейсмичности для расчетной сейсмичности площадки (8 баллов); K_φ – характеристика конструкций; βI – коэффициент динамичности.

Из отношения диаграммы спектра ускорений S_a к спектру перемещений S_d (рис. 14) значение параметра $K1$ определяется как

$$K1 = \frac{OA}{OB}. \quad (11)$$

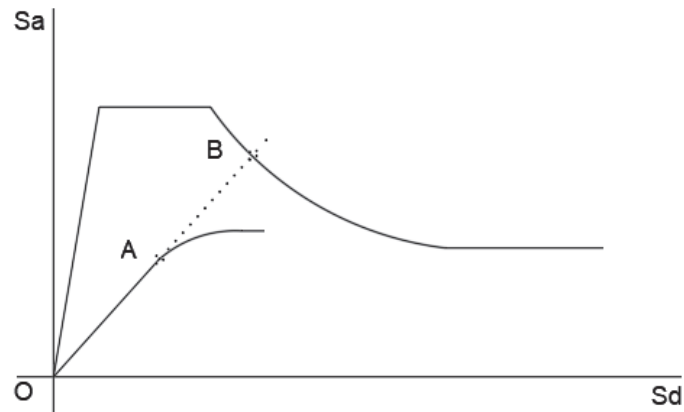


Рис. 14. Диаграмма спектра несущей способности
Figure 14. Bearing capacity spectrum diagram

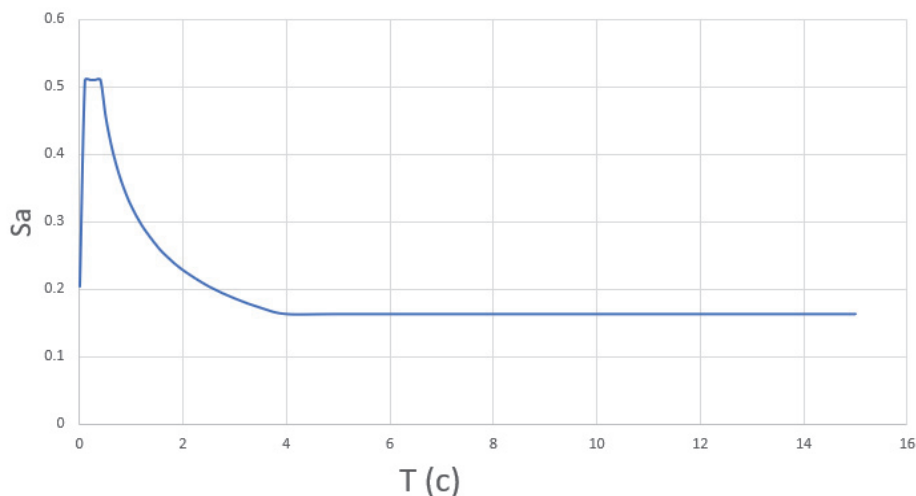


Рис. 15. Диаграмма спектра реакции
Figure 15. Response spectrum diagram

Здание находится в сейсмической зоне (8 баллов), категория грунта II, спектр реакции для этой области согласно нормам показан на рис. 15.

Результаты расчетов

После завершения расчетов получены сейсмические силы и их распределение на каждом шаге по времени, а также определены места образования, количество пластических шарниров и смещения по верху.

Таблица 3

Результаты анализа

Шаг	Время t_i , с	Сейсмические силы, приложенные к каждой массе M_i , т					Поперечная сила в основании S , т	Перемещение верха сооружения Δ_{top} , мм	Количество появившихся пластических шарниров	Место появления пластических шарниров
		S_1 , т	S_2 , т	S_3 , т	S_4 , т	S_5 , т				
0	0	0	0	0	0	0	0	0		
10	0,007	3,341	4,05	4,095	4,14	5,095	20,721	1,4		
18	0,0126	7,616	11,406	11,872	13,141	14,688	58,723	4,2	Упругая стадия работы конструкции	–
22	0,0154	14,513	17,644	18,671	21,936	21,191	93,955	6,5		
23	0,0161	17,112	19,639	20,863	24,782	23,107	105,503	7,3		
24	0,0168	20,063	21,822	23,27	27,869	25,168	118,192	8,1		
25	0,018	23,358	24,192	25,896	31,275	27,385	132,106	9		
26	0,0194	29,189	29,978	31,678	37,107	34,276	162,228	11,2	12	1 этаж
27	0,0201	29,265	30,047	31,745	37,176	34,342	162,575	11,6	8	1 этаж
28	0,0208	29,297	30,075	31,772	37,204	34,371	162,719	11,8	4	2 этаж
29	0,0215	29,333	30,106	31,801	37,23	34,404	162,874	11,8	8	2 этаж
30	0,022	29,375	30,138	31,831	37,253	34,438	163,035	11,8	4	1 этаж
31	0,0369	31,485	32,185	33,879	39,361	36,646	173,556	15,7	12	1, 2 этажи

Table 3

Analysis results

Step	Time t_i , sec	Seismic forces applied to mass M_i , ton					Base shear force, ton	The top displacement of structure, mm	The number of plastic hinges	Place of appearance of plastic hinges
		S_1 , ton	S_2 , ton	S_3 , ton	S_4 , ton	S_5 , ton				
0	0	0	0	0	0	0	0	0		
10	0.007	3.341	4.05	4.095	4.14	5.095	20.721	1.4		
18	0.0126	7.616	11.406	11.872	13.141	14.688	58.723	4.2	Elastic stage of the structure behavior	–
22	0.0154	14.513	17.644	18.671	21.936	21.191	93.955	6.5		
23	0.0161	17.112	19.639	20.863	24.782	23.107	105.503	7.3		
24	0.0168	20.063	21.822	23.27	27.869	25.168	118.192	8.1		
25	0.018	23.358	24.192	25.896	31.275	27.385	132.106	9		
26	0.0194	29.189	29.978	31.678	37.107	34.276	162.228	11.2	12	1 st floor
27	0.0201	29.265	30.047	31.745	37.176	34.342	162.575	11.6	8	1 st floor
28	0.0208	29.297	30.075	31.772	37.204	34.371	162.719	11.8	4	2 nd floor
29	0.0215	29.333	30.106	31.801	37.23	34.404	162.874	11.8	8	2 nd floor
30	0.022	29.375	30.138	31.831	37.253	34.438	163.035	11.8	4	1 st floor
31	0.0369	31.485	32.185	33.879	39.361	36.646	173.556	15.7	12	1 st , 2 nd floor

Также определены частоты, периоды и матрица нормированных форм на каждом шаге по времени (табл. 4).

Таблица 4

Периоды форм колебаний						
Шаг	Время t_i , с	Период i -й формы T , с				
		T_1	T_2	T_3	T_4	T_5
1–25	0,018	0,598	0,197	0,116	0,084	0,07
26	0,0194	0,635	0,208	0,121	0,086	0,071
27	0,0201	0,816	0,239	0,13	0,089	0,071
28	0,0208	1,089	0,262	0,135	0,091	0,071
29	0,0215	1,131	0,262	0,143	0,096	0,073
30	0,022	1,19	0,266	0,156	0,102	0,074
31	0,0369	1,587	0,282	0,16	0,102	0,074

Table 4

Periods of vibration forms						
Step	Time t_i , sec	Period of the i -th form T , sec				
		T_1	T_2	T_3	T_4	T_5
1–25	0.018	0.598	0.197	0.116	0.084	0.07
26	0.0194	0.635	0.208	0.121	0.086	0.071
27	0.0201	0.816	0.239	0.13	0.089	0.071
28	0.0208	1.089	0.262	0.135	0.091	0.071
29	0.0215	1.131	0.262	0.143	0.096	0.073
30	0.022	1.19	0.266	0.156	0.102	0.074
31	0.0369	1.587	0.282	0.16	0.102	0.074

Матрица нормированных форм колебания с 1 до 25 шага:

$$Z_{1-25} = \begin{bmatrix} 0,385 & -0,588 & -0,569 & 0,394 & 0,137 \\ -0,559 & 0,379 & -0,266 & 0,607 & 0,306 \\ 0,576 & 0,237 & 0,511 & 0,372 & 0,451 \\ -0,425 & -0,592 & 0,358 & -0,144 & 0,556 \\ 0,163 & 0,323 & -0,646 & -0,563 & 0,613 \end{bmatrix}.$$

Матрица нормированных форм колебания на 29 шаге:

$$Z_{29} = \begin{bmatrix} -0,135 & 0,334 & 0,587 & -0,625 & -0,347 \\ 0,432 & -0,619 & -0,525 & -0,421 & -0,423 \\ -0,651 & 0,145 & -0,573 & -0,066 & -0,462 \\ 0,564 & 0,562 & -0,137 & 0,319 & -0,487 \\ -0,231 & -0,41 & 0,494 & 0,57 & -0,5 \end{bmatrix}.$$

Матрица нормированных форм колебания на 31 шаге:

$$Z_{31} = \begin{bmatrix} 0,067 & 0,212 & -0,57 & -0,684 & 0,377 \\ -0,35 & -0,608 & 0,432 & -0,338 & 0,44 \\ 0,654 & 0,316 & 0,501 & -0,002 & 0,459 \\ -0,613 & 0,526 & 0,031 & 0,336 & 0,472 \\ 0,259 & -0,454 & -0,485 & 0,551 & 0,478 \end{bmatrix}.$$

Собственные формы для трех этапов расчета по времени колебаний представлены на рис. 16–18.

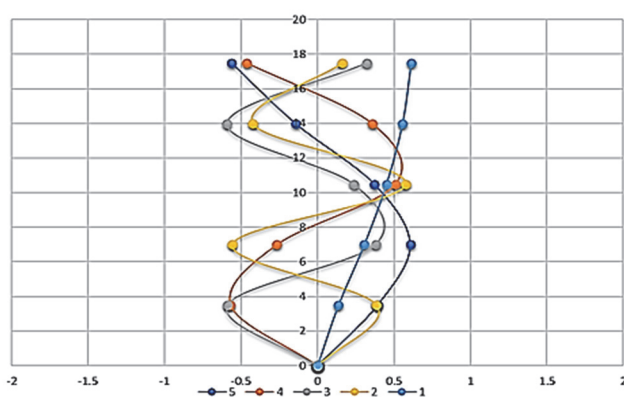


Рис. 16. Формы колебаний линейной системы
Figure 16. Vibration modes of a linear system

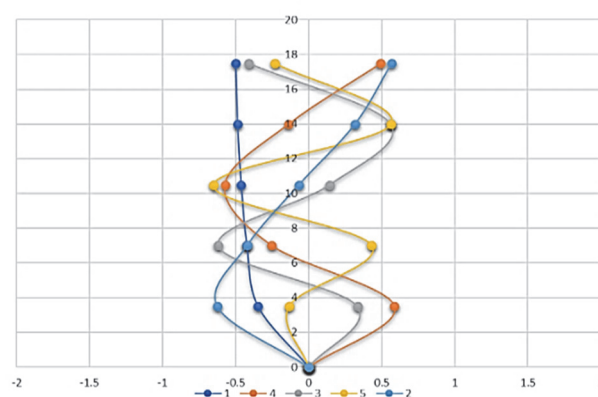


Рис. 17. Формы колебаний после появления необратимых деформаций
Figure 17. Vibration modes after the appearance of irreversible deformations

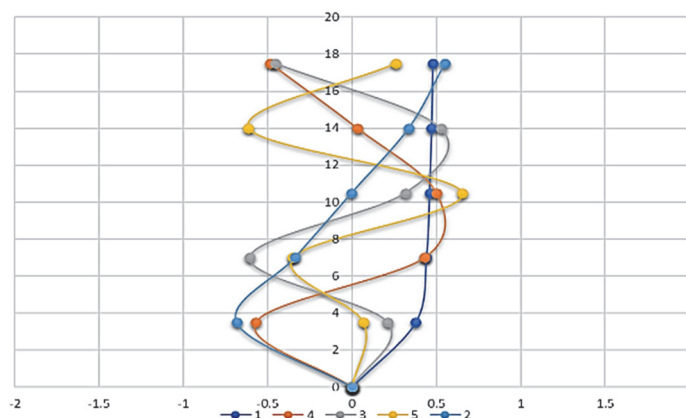


Рис. 18. Формы колебаний перед потерей несущей способности
Figure 18. Vibration modes before loss of load-bearing capacity

Исходя из табл. 3, шаг 24 считается концом упругой стадии конструкции, а шаг 30 – момент, предшествующий разрушению конструкции.

Коэффициент неупругой работы конструкции K_1 рассчитывается по формуле (3):

$$K_1 = \frac{S_y}{S_u} = \frac{S_{24}}{S_{30}} = \frac{118,192}{163,035} = 0,72.$$

С помощью данных из табл. 3 и уравнений (4), (5), (6), (7) осуществлены построение кривой несущей способности сооружения и ее преобразование в форме спектра несущей способности.

Расчетный спектр реакции (рис. 15) преобразован в спектр несущей способности, после этого совмещены полученные спектры (рис. 19–22).

Коэффициент неупругой работы конструкции K_1 рассчитывается по формуле (11):

$$K_1 = \frac{OA}{OB} = \frac{5,48}{10,2} = 0,54.$$

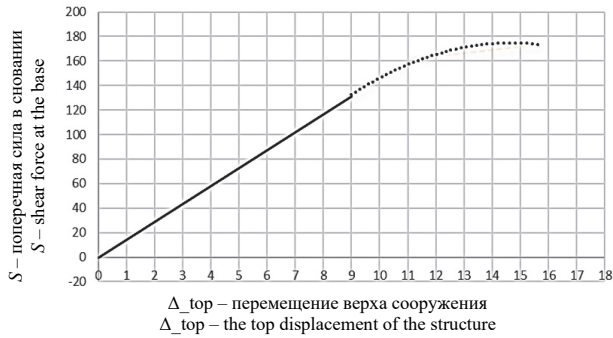


Рис. 19. Кривая несущей способности сооружения
Figure 19. Structure capacity diagram

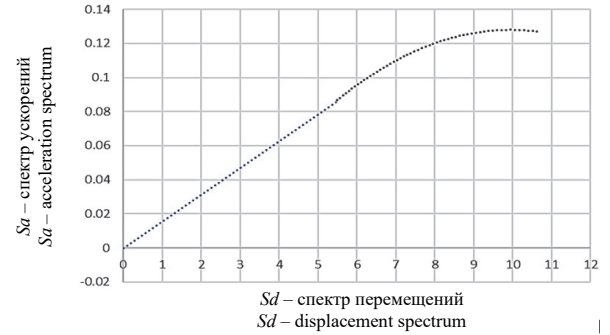


Рис. 20. Спектр несущей способности сооружения
Figure 20. Structure capacity spectrum diagram

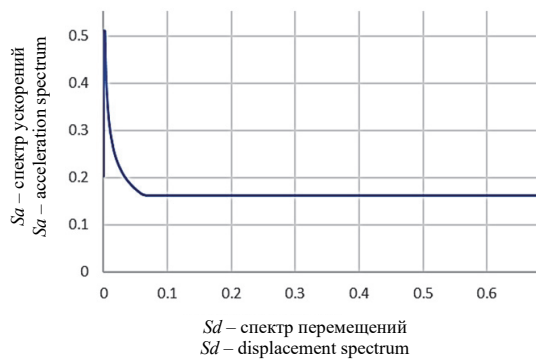


Рис. 21. Спектр несущей способности
Figure 21. Bearing capacity spectrum

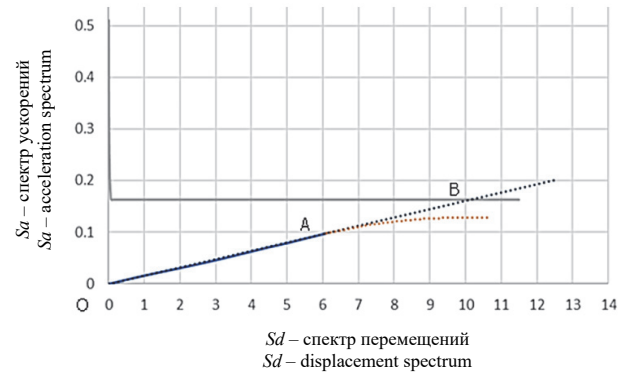


Рис. 22. Совмещение спектров несущей способности
Figure 22. Combination of bearing capacity spectra

Обсуждение

Изменение конструктивной схемы в процессе колебаний на каждом шаге по времени приводит к изменению динамических свойств здания и, как следствие, изменению значений и распределения сейсмических сил.

Таким образом, методы анализа, которые зависят от динамических форм колебаний, выявленных в упругой стадии, не отражают истинного динамического поведения здания, что подтверждается анализом результатов настоящего исследования: период колебаний здания по первой форме повысился (с 0,598 до 1,587 с), что привело к изменениям, которыми нельзя пренебрегать, учитывая, что первая форма колебаний является определяющей формой в таких конструктах.

Значение коэффициента неупругой работы конструкций K_1 , соответствующее данным свода правил, дает неточные значения сейсмических сил и не имитирует сейсмическое поведение конструкции.

В настоящем исследовании значение коэффициента K_1 получено равным 0,72, в нормах СНиП для подобных зданий значение коэффициента K_1 принимается приближенно равным 0,25.

Заключение

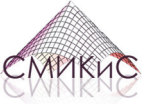
Предложенный метод позволяет:

- 1) определять расчетные значения сейсмических сил и их распределение с учетом влияния повреждений элементов и появления неупругих зон в конструкции в процессе колебаний на каждом шаге по времени;
- 2) оценить динамическое поведение здания и выявить изменения его динамических свойств в процессе колебаний;
- 3) уточнить значение коэффициента неупругой работы конструкций K_1 как отношение сейсмических сил на этапе, предшествующем разрушению, к сейсмическим силам на этапе, соответствующем концу упругой стадии;

4) выполнять сейсмический анализ с использованием реальных диаграмм движения грунта без необходимости использования упругих диаграмм спектра реакции, которые не отражают истинное поведение грунта на площадке и неупругие деформации конструкций.

Список литературы / References

1. Ehsan H., Tom L., Sreekanth B., Kifaytullah M., Amir M. Earthquake safety assessment of buildings through rapid visual screening. *Buildings*. 2020;10(3):51. <http://dx.doi.org/10.3390/buildings10030051>
2. Čada P., Máca J. Comparison of methods used for seismic analysis of structures. *Acta Polytechnica CTU Proceedings*. 2017;13:20. <http://dx.doi.org/10.14311/app.2017.13.0020>
3. Yazdani A.R., Ala M. Nonlinear seismic response of stiffening SDOF systems. *Engineering Structures*. 2001; 23(10):1269–1280. [http://dx.doi.org/10.1016/s0141-0296\(01\)00030-x](http://dx.doi.org/10.1016/s0141-0296(01)00030-x)
4. Shih-Ho C., Subhash C., Soon-Sik L. A seismic design lateral force distribution based on inelastic state of structures. *Earthquake Spectra*. 2007;23(3):547–569. <https://doi.org/10.1193/1.2753549>
5. Michael H., Erol K. Special issue on computational simulation in structural engineering. *Journal of Structural Engineering*. 2014;140(8). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001062](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001062)
6. Penna A., Rota M., Mouyiannou A., Magenes G. Issues on the use of time-history analysis for the design and assessment of masonry structures. *4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Kos Island, Greece, 12–14 June 2013*. Athens: National Technical University of Athens; 2014. p. 669–686. <http://dx.doi.org/10.7712/120113.4549.C1327>
7. Amory M., Deierlein G.G. Structural topology optimization of tall buildings for dynamic seismic excitation using modal decomposition. *Engineering Structures*. 2020;216:110717. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110717>
8. Pinho R., Antoniou S. Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures. *Journal of Earthquake Engineering*. 2004;8(4):497–522. <http://dx.doi.org/10.1080/13632460409350498>
9. Zou X., Chan M. Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis. *Engineering Structures*. 2005;27(8):1289–1302. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.04.001>
10. Lei Z., Yunfeng X., Yiguang C., Siqian J., Wei X., Xianjie L. Seismic damage evaluation of concrete-encased steel frame-reinforced concrete core tube buildings based on dynamic characteristics. *Applied Sciences*. 2017;7(4):314. <http://dx.doi.org/10.3390/app7040314>
11. Chernov Y.T. Vibrations of structural building. 2nd edition. Moscow: Publishing House ASV; 2011. (In Russ.)
Чернов Ю.Т. Вибрации строительных конструкций. 2-е изд. М.: Издательство АВС, 2011. 384 с.
12. Hakim R.A., Alama M.S., Ashour S.A. Seismic assessment of RC building according to ATC 40, FEMA 356 and FEMA 440. *Arabian Journal for Science and Engineering*. 2014;39(11):7691–7699. <http://dx.doi.org/10.1007/s13369-014-1395-x>
13. Bulushev S.V., Jinchvelashvili G.A., Kolesnikov A.V. Nonlinear static method for the analysis of seismic resistance of buildings and structures. *Earthquake Engineering. Constructions Safety*. 2016;(5):39–47. (In Russ.)
Булушев С.В., Джинчвелашвили Г.А., Колесников А.В. Нелинейный статический метод анализа сейсмостойкости зданий и сооружений // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2016. № 5. С. 39–47.
14. Dzhinchvelashvili G.A., Bulushev S.V. Accuracy evaluation of the nonlinear static analysis method of the structures seismic resistance. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2017;(2):41–48. (In Russ.)
Джинчвелашвили Г.А., Булушев С.В. Оценка точности нелинейного статического метода анализа сейсмостойкости сооружений // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2017. № 2. С. 41–48.



ГЕОМЕТРИЯ СРЕДИННЫХ ПОВЕРХНОСТЕЙ ОБОЛОЧЕК GEOMETRY OF MIDDLE SURFACES OF SHELLS

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-4-404-413
UDC 514.7

RESEARCH ARTICLE / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Epicycloids and epicyclic surfaces with arbitrary base curve

Vyacheslav N. Ivanov

Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), Moscow, Russian Federation

i.v.ivn@mail.ru

Article history

Received: March 28, 2021

Revised: June 10, 2021

Accepted: July 1, 2021

Abstract. If a circle rolls around another motionless circle then a point bind with the rolling circle forms a curve. It is called epicycloid, if a circle is rolling outside the motionless circle; it is called hypocycloid if the circle is rolling inside the motionless circle. The point bind to the rolling circle forms a space curve if the rolling circle has the constant incline to the plane of the motionless circle. The cycloid curve is formed when the circle is rolling along a straight line. The geometry of the curves formed by the point bind to the circle rolling along some base curve is investigated at this study. The geometry of the surfaces formed when the circle there is rolling along some curve and rotates around the tangent to the curve is considered as well. Since when the circle rotates in the normal plane of the base curve, a point rigidly connected to the rotating circle arises the circle, then an epicycloidal cyclic surface is formed. The vector equations of the epicycloidal curve and epicycloidal cycle surfaces with any base curve are established. The figures of the epicycloids with base curves of ellipse and sinus are got on the base of the equations obtained. These figures demonstrate the opportunities of form finding of the surfaces arised by the cycle rolling along different base curves. Unlike epicycloidal curves and surfaces with a base circle, the shape of epicycloidal curves and surfaces with a base curve other than a circle depends on the initial rolling point of the circle on the base curve.

Keywords: geometry of the curves, geometry of the surfaces, base curve, epicycloids, epicycloidal cycle surfaces

For citation

Ivanov V.N. Epicycloids and epicyclic surfaces with arbitrary base curve. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(4):404–413. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-404-413>

Эпигипоциклоиды и эпигипоциклические поверхности с произвольной базовой кривой

В.Н. Иванов

Российский университет дружбы народов, Москва, Российская Федерация

i.v.ivn@mail.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 28 марта 2021 г.

Доработана: 10 июня 2021 г.

Принята к публикации: 1 июля 2021 г.

Аннотация. При качении окружности по другой неподвижной окружности точка, жестко связанная с подвижной окружностью, образует кривую: при качении неподвижной окружности – эпициклоиду, при качении по внутренней стороне неподвижной окружности – гипоциклоиду. При качении окружно-

Vyacheslav N. Ivanov, Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of Civil Engineering, Academy of Engineering, Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), 6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation; ORCID: 0000-0003-4023-156X, Scopus Author ID: 57193384761, eLIBRARY SPIN-code: 3110-9909; i.v.ivn@mail.ru

Иванов Вячеслав Николаевич, доктор технических наук, профессор департамента строительства, Инженерная академии, Российский университет дружбы народов, Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6; ORCID: 0000-0003-4023-156X, Scopus Author ID: 57193384761, eLIBRARY SPIN-код: 3110-9909; i.v.ivn@mail.ru

© Иванов В.Н., 2021

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

сти при постоянном наклоне к плоскости неподвижной окружности точка, жестко связанная с подвижной окружностью, описывает пространственную кривую. Циклоидой называется кривая, образованная точкой подвижной окружности, катящейся по прямой. Рассматривается геометрия кривых, образуемых точкой, жестко связанной с окружностью, катящейся по произвольной базовой кривой, а также геометрия поверхностей, образованных при одно-временном качении окружности по базовой кривой и вращении окружности вокруг касательной к базовой кривой. Так как при вращении окружности в нормальной плоскости базовой кривой точка, жестко связанная с вращающейся окружностью, описывает окружность, то образуется эпигипоциклоидальная циклическая поверхность. Получено векторное уравнение эпигипоциклоид и эпигипоциклоидальных циклических поверхностей с произвольной базовой кривой. На основе векторных уравнений с использованием программного комплекса MathCad построены графики эпигипоциклоидальных кривых с базовым эллипсом и синусоидой. Приведены рисунки эпигипоциклоидальных циклических поверхностей с базовым эллипсом. Они показывают большие возможности формообразования новых видов поверхностей при качении окружности по различным базовым кривым. В отличие от эпигипоциклоидальных кривых и поверхностей с базовой окружностью форма эпигипоциклоидальных кривых и поверхностей с базовой кривой, отличной от окружности, зависит от начальной точки качения окружности на базовой кривой.

Ключевые слова: геометрия кривых, геометрия поверхностей, базовая кривая, эпигипоциклоиды, эпигипоциклоидальные циклические поверхности

Для цитирования

Иванов В.Н. Эпигипоциклоиды и эпигипоциклические поверхности с произвольной базовой кривой // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 4. С. 404–413. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-404-413>

Introduction

Geometry of epi- and hypocycloids formed by the point bind with the circle which is rolling inside or outside the motionless circle is given in various textbooks, references books, monographs [1–9]. If the moving circle is moving along another motionless circle with some constant slope, then the point bind with the moving circle forms the space curve. If the moving circle is rotating around the tangent at the point of contact of the circles, the point bind with moving circle is arising a circle normal the tangent line. With rotation at 180° the point of epicycloid goes to point of hypocycloid and if the moving circle is rolling around the motionless circle and rotating at 180° the epicycloid curve goes to the hypocycloid curve. The space curves formed with constant slope of moving circle can be called the space epihypocycloids. If the moving circle is rolling along the motionless circle with rotating around tangents, the cyclic surfaces are formed. The geometry of the epihypocycloids and epihypocycloidal cycle surfaces there were analyzed in [10; 11]. It is shown in this paper that the epihypocycloid cycle surfaces are the canal surfaces [3; 12–15]. This article discusses the geometry of the epihypocycloid and epihypocycloidal surfaces formed when rolling a circle along an arbitrary base curve and cyclic surfaces formed when rolling and rotating a circle.

Geometry of the epihypocycloids of the common type

Let us consider the directrix base line $r_H(u)$ along which the circle of radius a is rolling (Figure 1). The point d which is linked with the moving circle is arising the curve $r(u)$. To obtain the equation of the curve it's necessary to determine the length of the base line, covered by the moving circle from the initial point u_0 to the contact point u of the motionless cycle: $S_H(u) = \int_{u_0}^u s'_H du$, где $s'_H = \left| \frac{\partial r_H}{\partial u} \right|$. The radius of the moving circle will be rotated relative the normal of the base curve at the angle $\theta(u) = \frac{S_H(u)}{a}$.

For many curves the integral of the length doesn't have an analytical solution, but the integrals can be calculated by numerical methods, for example using MathCad software.

The vector equation of the formed curve can be written as

$$r(u) = r_H(u) - a(1 - \mu \cos \theta) \mathbf{v}_H - a \mu \sin \theta \boldsymbol{\tau}_H, \tag{1}$$

where $\boldsymbol{\tau}_H, \mathbf{v}_H$ – the vectors of the tangent and normal of the base curve.

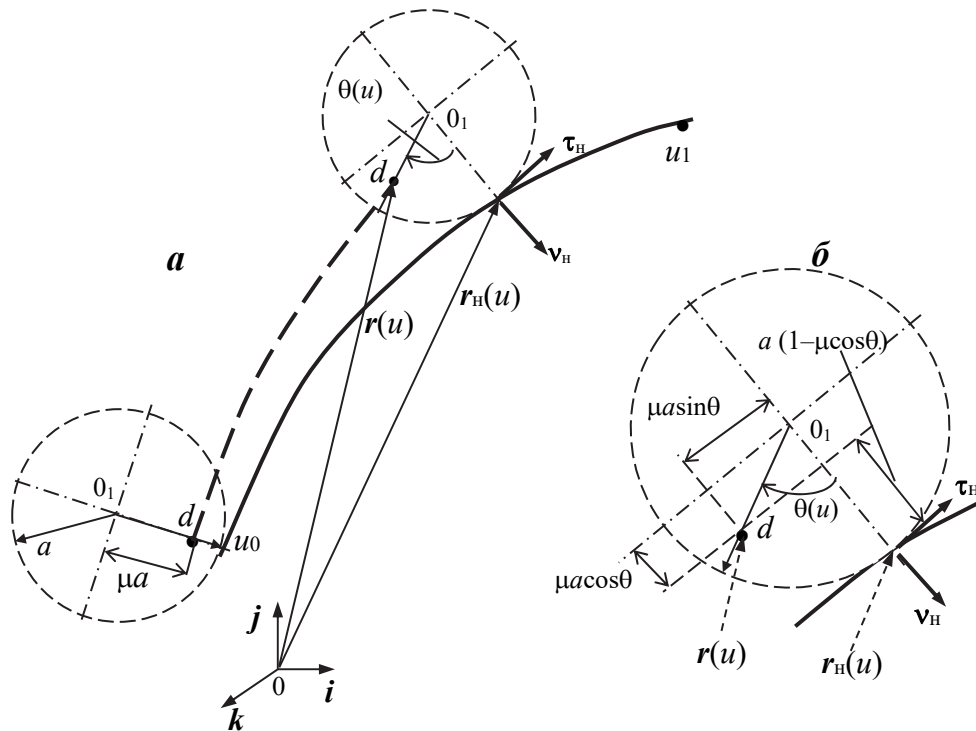


Figure 1. Rolling of the circle along base directrix

If there is rolling along the base curve at the angle ν to the plane of the base curve, then the point d forms the space curve, the vector equation of which can be obtained as following:

$$\mathbf{r}(u, \nu) = \mathbf{r}_h(u) - a\mu \sin\theta \boldsymbol{\tau}_h + a(1 - \mu \cos\theta) \mathbf{e}(u, \nu), \quad (2)$$

where $\mathbf{e}(u, \nu) = \boldsymbol{\nu} \cos \nu + \boldsymbol{\beta} \sin \nu$, $\boldsymbol{\beta}$ – binormal of the base curve.

If the circle rolls from point u_0 towards point u_1 of the base curve and the radius of the rolling circle is determined as $a = \frac{S_{01}}{2k\pi}$, where $S_{12} = \int_{u_0}^{u_1} s'_h du$, then the moving circle makes k complete turns of 2π .

For plane base curve $\boldsymbol{\beta} = \mathbf{k}$ is an ort of rectangular coordinate system.

If angle ν is 0, then the circle moves at concave side of the base curve, the hypocycloid is arised, if $\nu = \pi$, epicycloid is formed at the convex side of the base curve.

If parameter ν changes from 0 to 2π , then point d describes a circle of radius $R = a(1 - \mu \cos\theta)$ around the tangent to the base curve. If parameter ν changes from 0 to π then point of the hypocycloid transforms into the point of the epicycloid.

If the moving circle is rolling along a base curve and rotating $\nu = (0 \div 2\pi)$ the cycle surface is forming at all points of the contacts with the base curve.

$$\boldsymbol{\rho}(u, \nu) = \mathbf{r}_h(u)_h - a\mu \sin\theta \boldsymbol{\tau}_h + a(1 - \mu \cos\theta) \mathbf{e}(u, \nu). \quad (3)$$

The equations (2), (3) are correct for forming cycloid surfaces by rolling the circle around both plane and space curve.

Epihypocycloids

At the Figure 2 there is shown the figures of the epihypocycloids with the base ellipse, given by the equation $\mathbf{r}_h(u) = b \cos u + c \sin u$, with parameters $b = 2, c = 1$ with point d on the moving circle ($\mu = 1$) and with different radius of the moving circle and initial point u_0 at the base curve.

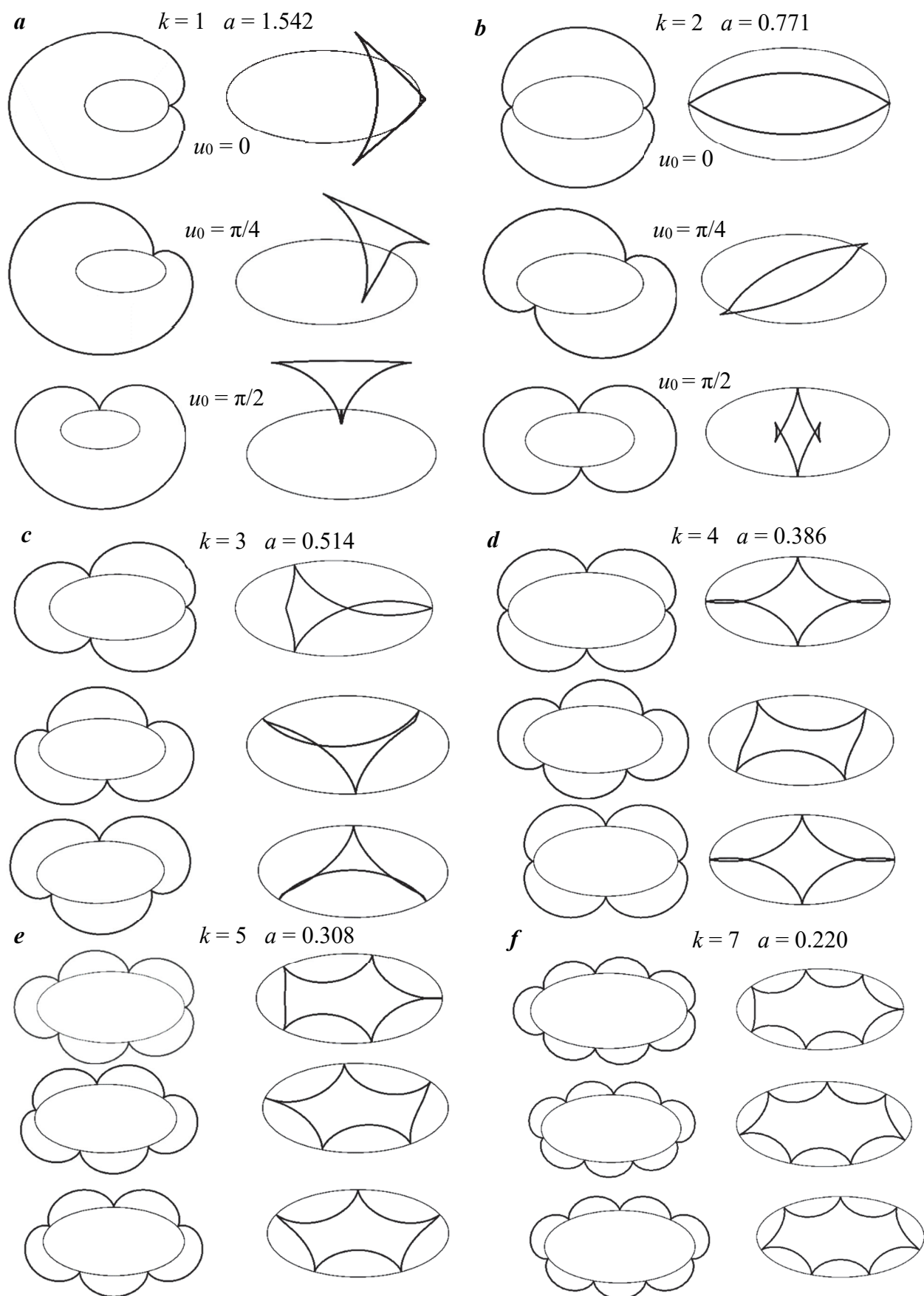


Figure 2. Epitrihycycloids with the base ellipse $b = 2$, $c = 1$ formatting point is on the circle, $\mu = 1$

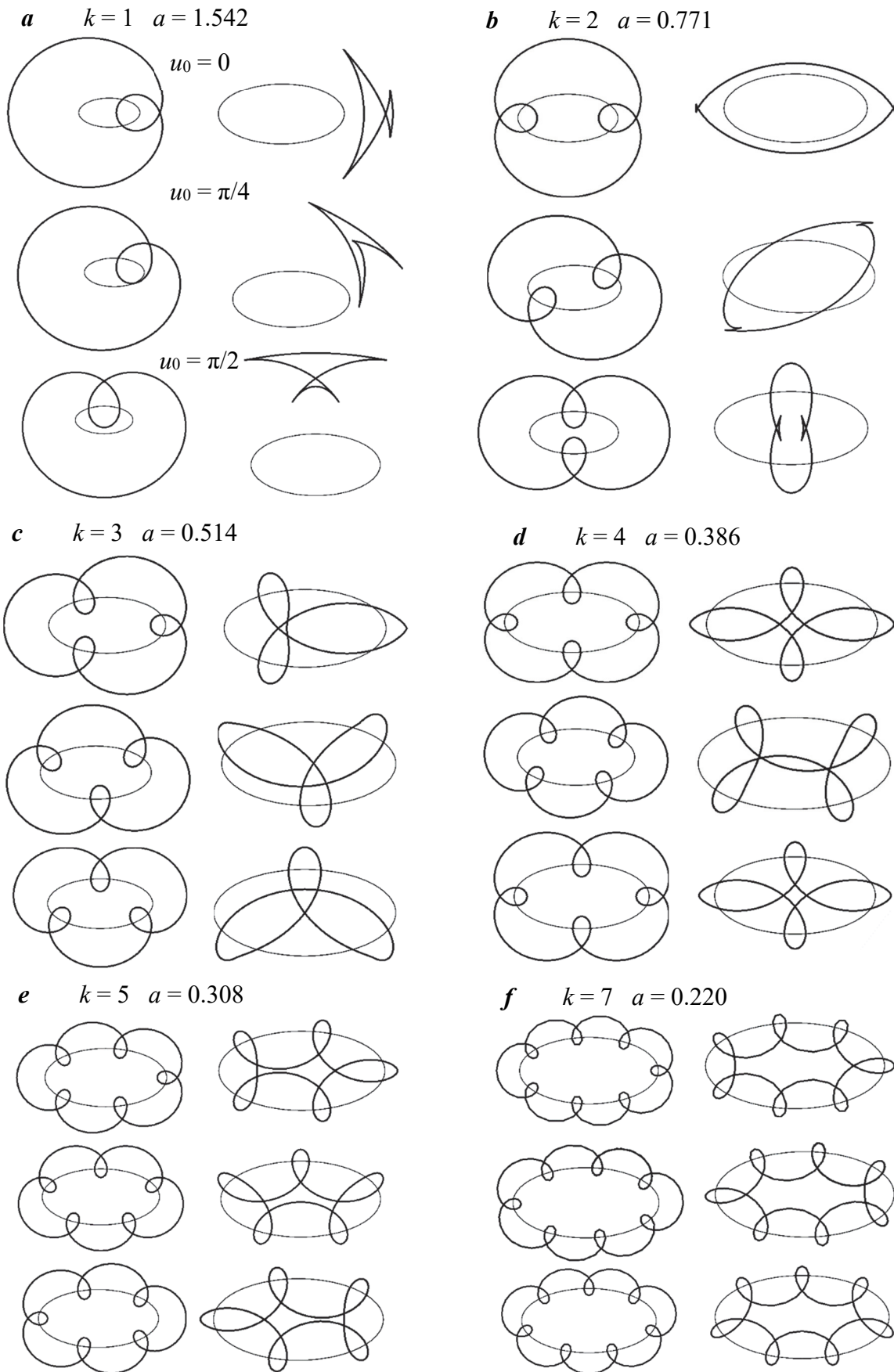


Figure 3. Epicycloids with the base ellipse $b = 2$, $c = 1$ formatting point is out of the circle, $\mu = 2$

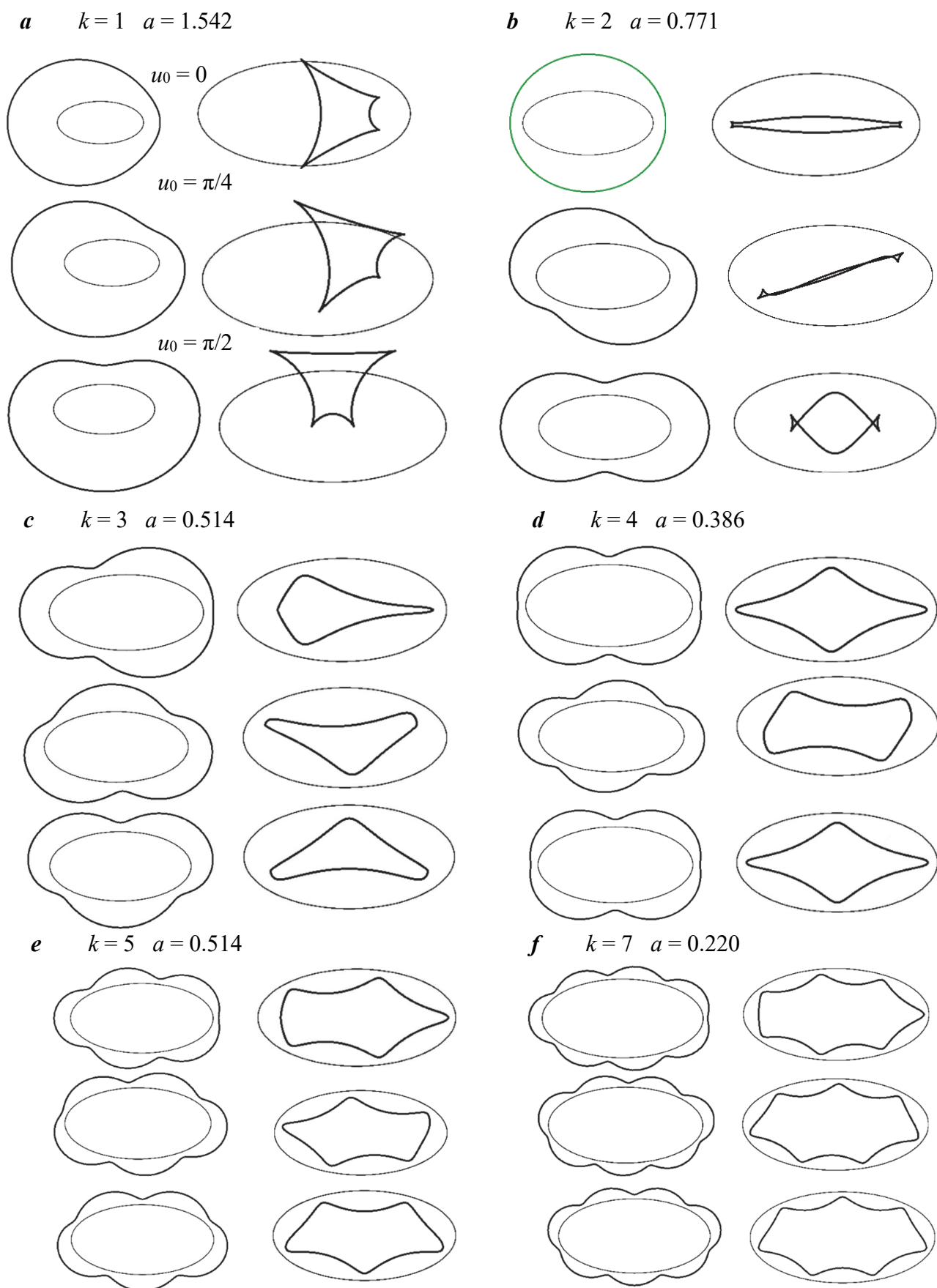


Figure 4. Epitriocycloids with the base ellipse $b = 2$, $c = 1$ formatting point is inside the circle, $\mu = 0.5$

As it's seen from the Figure 2 the shapes of the epi- and hypocycloids depend on the initial point u_0 on the base curve.

At the Figure 3 the figures of the epihypocycloids are shown, with the on the base ellipse with parameters $b = 2, c = 1$ and the forming point d outside the rolling circle ($\mu = 2$) and with different parameters of rolling circle.

At the Figure 4 the figures of the epihypocycloids are shown, with the base ellipse with parameters $b = 2, c = 1$ and the forming point d inside the rolling circle ($\mu = 0.5$) and with different parameters of rolling circle.

At the Figure 5 the figures of the epihypocycloids are shown with the base sine curve $y = a \sin \pi x / L$, $a = 0.65, L = 1, x = 0 \div 2L$; with various parameter of μ : a) $\mu = 1$; b) $\mu = 0.5$; c) $\mu = 2$.

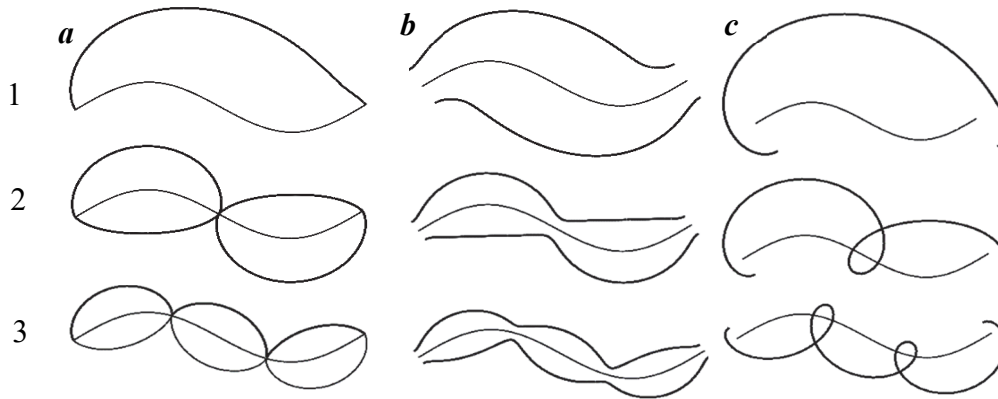


Figure 5. Epihypocycloids with the base sinus curve on two halfwaves:
 $a - \mu = 1$; $b - \mu = 0.5$; $c - \mu = 2$; 1 – top row $\kappa = 1$; 2 – middle row $\kappa = 2$; 3 – lower row $\kappa = 3$

At the Figures 5, a_1, b_1, c_2 the hypocycloids are shown. At another figures epi- and hypocycloids together are shown. It's seen from the combined figures that hypocycloids on the base sine are antisymmetrical to the epicycloids.

Epihypocycloid cycle surfaces

The figures of epihypocycloid cycle surfaces on the base ellipse are given with parameters $\kappa = 1$ (Figure 6), $\kappa = 2$ (Figure 7), $\kappa = 3$ (Figure 8).

At the Figure 9 there are shown epihypocycloid cycle surfaces on base sine with different numbers of half-waves.

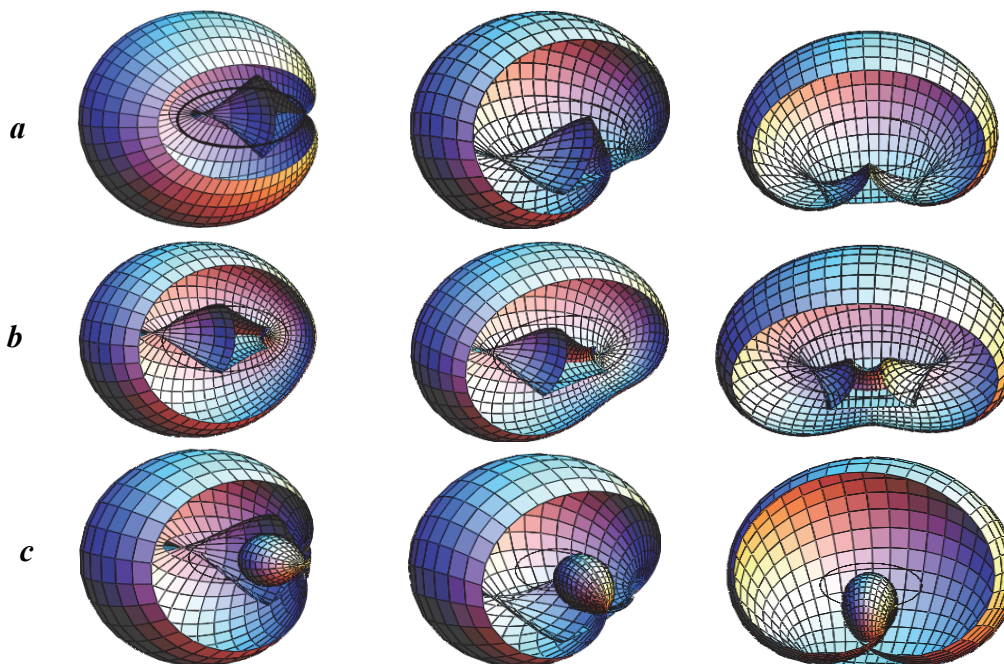


Figure 6. Epihypocycloid cycle surfaces with the base ellipse, $k = 1$:
 $a - \mu = 1$; $b - \mu = 0.5$; $c - \mu = 2$

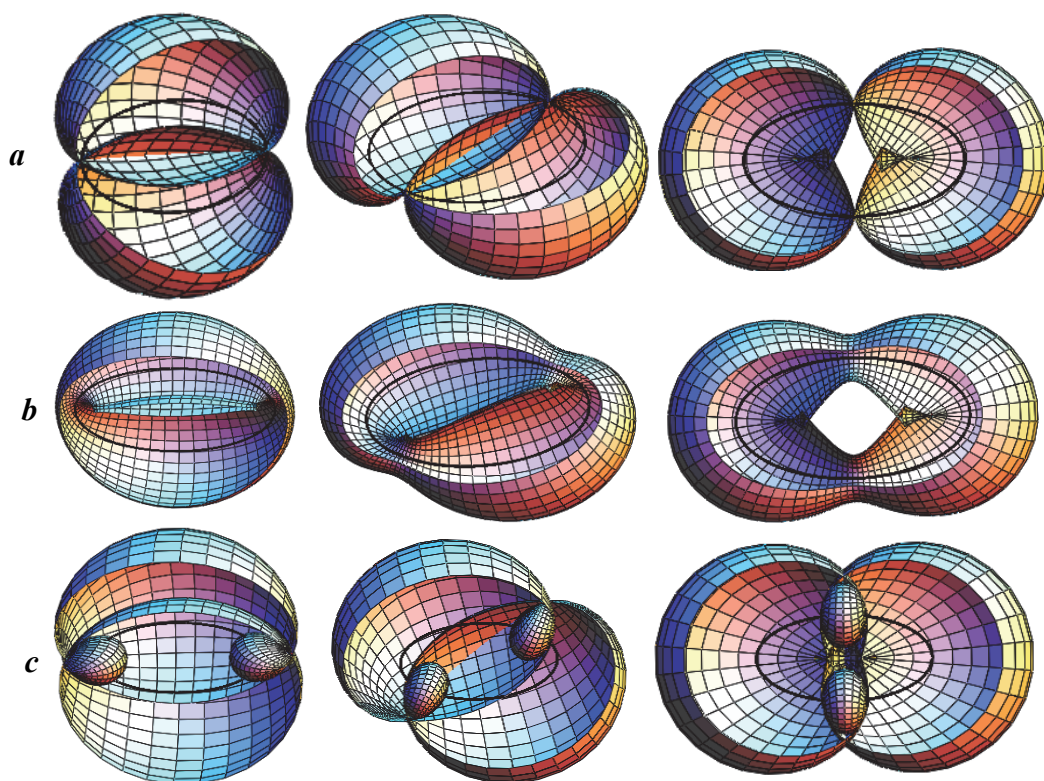


Figure 7. Epihypocycloid cycle surfaces with the base ellipse, $k = 2$:
 $a - \mu = 1$; $b - \mu = 0.5$; $c - \mu = 2$

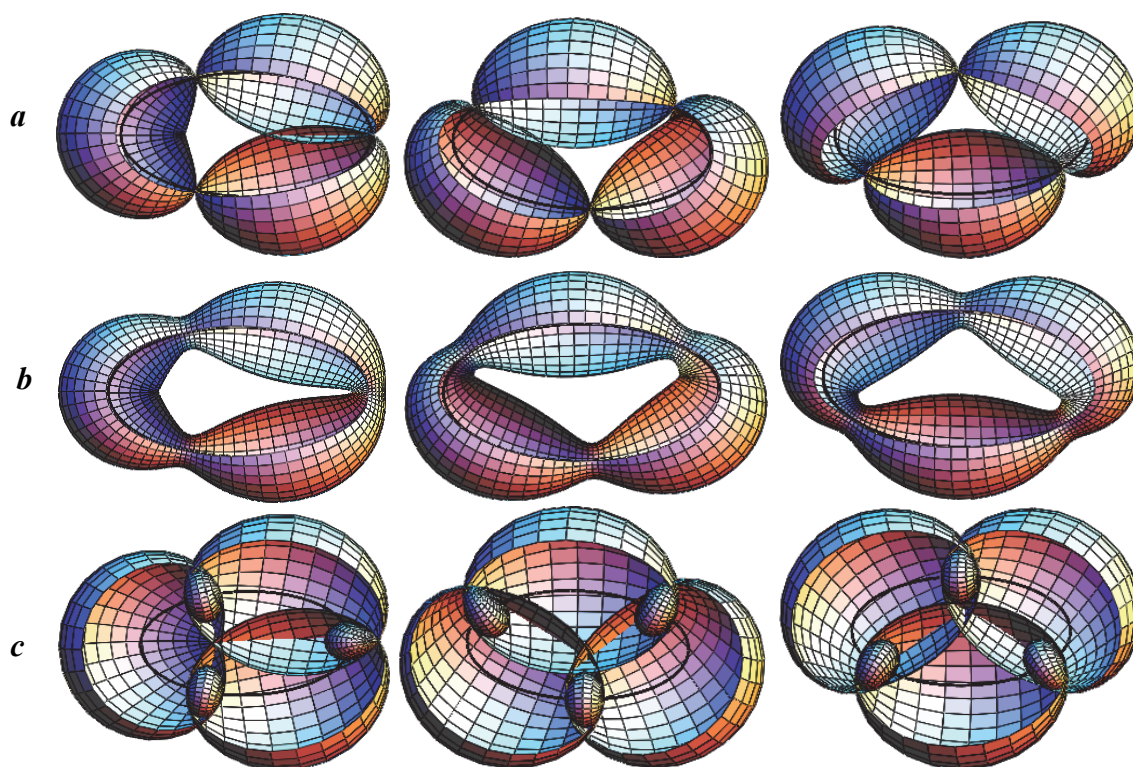


Figure 8. Epihypocycloid cycle surfaces with the base ellipse, $k = 3$:
 $a - \mu = 1$; $b - \mu = 0.5$; $c - \mu = 2$

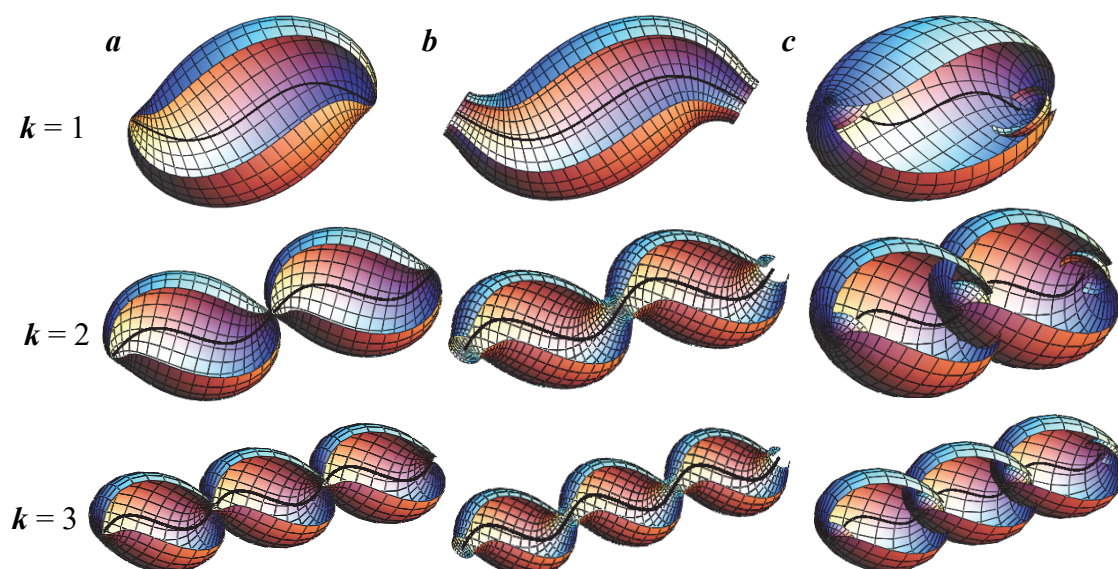


Figure 9. Epihypocycloid cyclic surfaces with the base sine:
 $a - \mu = 1$; $b - \mu = 0.5$; $c - \mu = 2$

Conclusion

The article shows the possibility of constructing generalized epihypocycloidal curves, formed by the cycle with bind point rolling along any base curve, and the epihypocycloid cyclic surfaces, formed by rotating the moving circle around the tangent of the base curve.

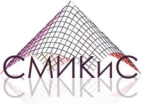
The figures are shown of the variants of the epihypocycloids and epihypocycloid cycle surfaces with rolling cycle at the base ellipse and sine. The figures of curves and surfaces are made with the help of MathCad software, on the base of the vector equations (1), (3). Using the equations with the different base curves including space ones it is possible to create various shapes of cyclic surfaces.

The given examples of surface visualization show great opportunities for creating new forms of spatial structures and their use in architecture and modern urban planning.

References

1. Bronshtain I.N., Semenov K.A. *Reference book on mathematics: for engineers and students of technical institutes*. Moscow: GIFizMatlit Publ.; 1962. (In Russ.)
2. Smirnov V.I. *Course of higher mathematics* (vol. 1). Moscow: Nauka Publ.; 1965. (In Russ.)
3. Ivanov V.N., Romanova V.A. *Constructive forms of space constructions. Visualization of the surfaces at the systems "MathCAD", "AutoCAD"*. Moscow: ASV Publ.; 2016. (In Russ.)
4. Lawrence J.D. *A catalog of special plane curves*. New York: Dover Publications; 1972. p. 161, 168–170, 175.
5. Corneli J. The PlanetMath Encyclopedia. *ITP 2011 Workshop on Mathematical Wikis (MathWikis 2011) Nijmegen, Netherlands, August 27, 2011*. Nijmegen, 2011. Pp. 6–12.
6. Vinogradov I.M. (ed.) *Mathematical encyclopedia* (vol. 1). Moscow: Sovetskaya Encyclopediya Publ.; 1977. (In Russ.)
7. Korn G., Korn T. *Reference book on mathematic for science workers and engineers*. Moscow: Nauka Publ.; 1977. (In Russ.)
8. Churkin G.M. *A quality of the points of the points of hypocycloid*. Novosibirsk; 1989. (In Russ.)
9. Barra M. The cycloid. *Educ. Stud. Math.* 1975;6(1):93–98.

10. Ivanov V.N. Epi-hypocycloids and epi-hypocycloidal canal surfaces. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2018;14(3):242–247. (In Russ.) <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2018-14-3-242-247>
11. Ivanov V.N. Epi-hypocycloidal canal surfaces in lines of main curvatures. *Engineering Systems – 2019: Works of Sciences-Practical Conference with International Participation (Moscow, 3–5 April 2019)*. Moscow: RUDN University; 2019. p. 147–157. (In Russ.)
12. Shulikovskiy V.I. *Classical differential geometry*. Moscow: GIFML Publ.; 1963. (In Russ.)
13. Soliman M.A., Mahmoud W.M., Solouma E.M., Bary M. The new study of some characterization of canal surfaces with Weingarten and linear Weingarten types according to Bishop frame. *Journal of the Egyptian Mathematical Society*. 2019;27:26. <https://doi.org/10.1186/s42787-019-0032-y>
14. Krivoschapko S.N., Bock Hyeng C.A. Classification of cyclic surfaces and geometrical research of canal surfaces. *International Journal of Research and Reviews in Applied Sciences*. 2012;12(3):360–374.
15. Krivoschapko S.N., Ivanov V.N. *Encyclopedia of analytical surfaces*. Springer International Publishing; 2015.
16. Constructing shells and their visualization in system “MathCad” on basis of vector equations of surfaces. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018;456:012018. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/456/1/012018>



РАСЧЕТ ТОНКИХ УПРУГИХ ОБОЛОЧЕК ANALYSIS OF THIN ELASTIC SHELLS


DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-4-414-424
UDC 624.042:539.3

RESEARCH ARTICLE / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Trial design of umbrella type shell structures

Evgenia M. Tupikova  , Mikhail E. Ershov 

Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), Moscow, Russian Federation

 tupikova-em@rudn.ru

Article history

Received: February 19, 2021

Revised: July 4, 2021

Accepted: July 20, 2021

Abstract. To create aesthetically expressive and functional small architectural forms, it is advisable to use reinforced concrete umbrella type shells in the shape of surfaces that can be specified in an analytical form. Hard landscaping is a suitable field of application for insufficiently studied and tested structures, in contrast to large structures of high importance class. The paper gives an example of a trial variant design of a small garden and park structure in the form of an umbrella type shell, during which different types of umbrella surfaces were analyzed and three variants were selected. Among the studied forms are the following surfaces: a paraboloid of rotation, an umbrella-type surface with a sinusoidal generator, an umbrella-type surface with radial waves based on cubic parabolas (with central flat point). The calculation of stress-strain state of three shells under their own weight was carried out using the finite element method and the peculiarities of working under load of each type of structures were revealed, recommendations are given when designing similar structures.

Keywords: analytical surfaces, trial design study, geometric modeling, umbrella type shell, thin shell structures


For citation

Tupikova E.M., Ershov M.E. Trial design of umbrella type shell structures. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(4):414–424. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-414-424>

Предварительное вариантное проектирование конструкций в виде оболочек зонтичного типа

Е.М. Тупикова  , М.Е. Ершов 

Российский университет дружбы народов, Москва, Российская Федерация

 tupikova-em@pfur.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 19 февраля 2021 г.

Доработана: 4 июля 2021 г.

Принята к публикации: 20 июля 2021 г.

Аннотация. Для создания эстетически выразительных и функциональных малых архитектурных форм целесообразно применение железобетонных или композитных оболочек зонтичного типа в виде поверхностей, которые могут быть заданы в аналитической форме. Разные аналитические поверх-


Evgenia M. Tupikova, PhD, Associate Professor of the Department of Civil Engineering, Academy of Engineering, Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), 6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation; ORCID: 0000-0001-8742-3521, Scopus Author ID: 57212351834, eLIBRARY SPIN-code: 5501-6984; tupikova-em@rudn.ru

Mikhail E. Ershov, student, Department of Civil Engineering, Academy of Engineering, Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), 6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-2788-3865; 1032182369@rudn.ru

Тупикова Евгения Михайловна, кандидат технических наук, доцент департамента строительства, Инженерная академия, Российский университет дружбы народов, Российская Федерация, 117198, Москва, Миклухо-Маклая, д. 6; ORCID: 0000-0001-8742-3521, Scopus Author ID: 57212351834, eLIBRARY SPIN-code: 5501-6984; tupikova-em@rudn.ru

Ершов Михаил Евгеньевич, студент, департамент строительства, Инженерная академия, Российский университет дружбы народов, Российская Федерация, 117198, Москва, Миклухо-Маклая, д. 6; ORCID: 0000-0002-2788-3865; 1032182369@rudn.ru

© Tupikova E.M., Ershov M.E., 2021

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

Для цитирования

Tupikova E.M., Ershov M.E. Trial design of umbrella type shell structures // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 4. С. 414–424. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-414-424>

ности визуально похожи, но при этом значительно отличаются в плане работы под нагрузкой. Малые архитектурные формы являются подходящей областью применения для недостаточно изученных и апробированных конструкций, в отличие от крупных ответственных сооружений. Приводится пример вариантного проектирования небольшого садово-паркового сооружения в виде оболочки зонтичного типа, в ходе которого были проанализированы разные виды зонтичных поверхностей и выбраны три варианта. В числе исследуемых форм такие поверхности, как параболоид вращения, поверхность зонтичного типа с синусоидальной образующей, поверхность зонтичного типа с радиальными волнами, образованная кубическими параболоми (с центральной плоскостной точкой). Произведены расчет на прочность и исследование распределения напряжений для трех оболочек, шарнирно закрепленных по краям, при действии собственного веса при помощи метода конечных элементов и выявлены особенности работы под нагрузкой каждого вида конструкций, даны рекомендации при проектировании аналогичных сооружений.

Ключевые слова: аналитические поверхности, эскизное вариантное проектирование, геометрическое моделирование, оболочки зонтичного типа, тонкие оболочки

Introduction

These days parametric and mathematical architecture has won recognition from architects and structural engineers all over the world. The masterpieces of Felix Candela and Eduardo Torroja, Santiago Calatrava and other architects are familiar to everyone interested in the subject.

Fabrication of such structures becomes more and more easy, using numerical program control equipment, 3D printers and other innovative technologies [1; 2].

Academy of Engineering of RUDN University pays attention to shell structure form finding in architecture and has its' own traditions, which tend to analytical surfaces and mathematical architecture [3; 4]. The numerous students' and researchers' jobs are devoted to shell structures [5]. Most jobs consider geometrical modeling of such objects, like [6; 7]. New equations of umbrella type surfaces are arised in [8; 9].

Numerous up-to-date investigations are devoted to calculation of strength and stability of various shapes on the base of analytical surfaces, like rotation surfaces and umbrella-like surfaces [10–14], and especially domes [15–17].

The detailed overview of research and application of umbrella type shells is given in [18]. Considering directly strength analysis of umbrella type shells of building structures, the papers [19; 20] should be noted.

Meanwhile, one of the top challenges in shell architecture actually is shape optimization in all aspects [21–26]. Modern form finding is governed by efficient stress and strain distribution, mass minimization and other optimization criteria.

So, in this paper, an example is given with comparison of different shell shapes to choose the more reasonable and efficient. The umbrella type surfaces were chosen for trial design studies of dome-like structures.

Materials and methods

Umbrella dome is a cyclic spatial structure, composed of several identical elements, which crossing lines are the generatrices of some rotational surface, which is called contour surface. Umbrella domes have increased stiffness, stability and aesthetical properties.

Umbrella-type shells are cyclical structures, composed of several identical elements, every of them is described by the same analytical equations that the whole surface is described. The equations can be explicit, implicit or parametric.

The main method for calculation umbrella-type shells is the finite element method, which is implemented in ANSYS APDL. The finite element method is a method for approximate numerical solutions of physical problems. It is based on two main ideas: the discretization of the object under study into a finite set of elements and the piecewise-element approximation of the function under study.

The reinforced concrete shell roofs of umbrella type were introduced earlier than parametric architecture appeared. Umbrella domes are well-known architectural elements, they are used in traditional church domes, long-span public buildings and some special structures for civil and military purposes.

The form finding of such structures usually is defined only by architect's arbitrary considerations, or, for military or industrial assistant engineering structures, only by practical considerations, based on ease of fabrication. The purpose of this article is to concentrate on more reasonable form-finding, its optimization, and diversification of variants. The way for optimization of design and calculation is introduced as mathematical approach to form-finding. Each new shape should have definite mathematical equation. Such an approach fits into actual trend of parametrical and 'digital' architecture. Some design proposals, recommended for implementation, are given in a present job.

Types of umbrella surfaces

1. *Paraboloid of rotation with radial waves*. Paraboloid of rotation with radial waves is formed by parabolic 2D curves, which have common central point of vertexes. Lines, tangent to parabolic curves, appertain in one plane. Parabolas lie at any section, are parallel to Oz axis.

Parametric equations are [9]

$$\begin{aligned} x(u, v) &= u \cos(v), \\ y(u, v) &= u \sin(v), \\ z(u, v) &= (A \sin(nv) + b)u^2, \end{aligned} \tag{1}$$

where A is magnitude of the wave; n is number of wave vertexes; v is angular coordinate (Figures 1, 2).

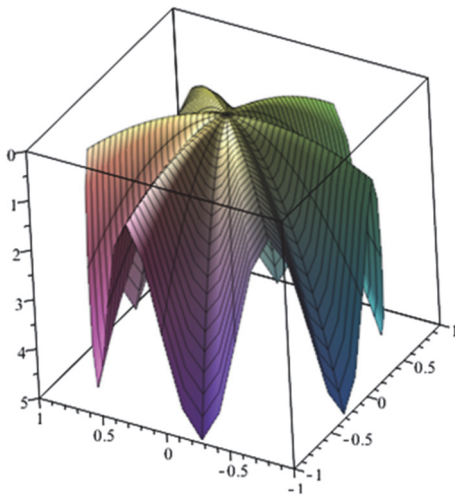


Figure 1. Paraboloid of rotation with radial waves with parameters $A = 1, n = 6, b = 1, uu = 0 \dots 30, v = 0 \dots 2\pi$

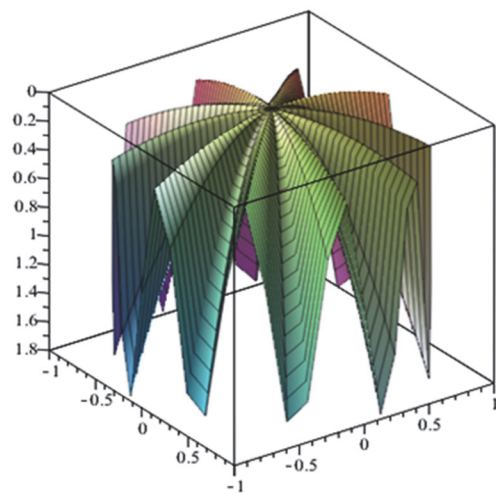


Figure 2. Paraboloid of rotation with radial waves with parameters $a = 0.8, n = 10, b = 1, uu = 0 \dots 1, v = 0 \dots 2\pi$

2. *Sphere with external cycloidal crimps* [18]:

a) type with epicycloid at base section (Figure 3):

$$\begin{aligned} x(u, \varphi) &= ((R + r) \cos(\varphi) - r \cos((n + 1)\varphi)) \cos(u), \\ y(u, \varphi) &= ((R + r) \sin(\varphi) - r \sin((n + 1)\varphi)) \cos(u), \\ z(u, \varphi) &= R \sin(u), \end{aligned} \tag{2}$$

where R is radius of large circle; r is radius of small circle, small circle is rolling along the large one, arising epicycloid curve; n is number of outer vertexes of epicycloid; $r = R/n$; u, φ are coordinates;

b) type with hypocycloid at base section (Figure 4):

$$\begin{aligned} x(u, \varphi) &= ((R - r) \cos(\varphi) - r \cos((n - 1)\varphi)) \cos(u), \\ y(u, \varphi) &= ((R - r) \sin(\varphi) - r \sin((n - 1)\varphi)) \cos(u), \\ z(u, \varphi) &= R \sin(u). \end{aligned} \tag{3}$$

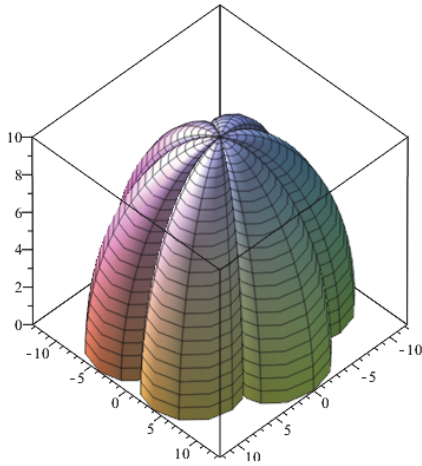


Figure 3. Sphere with external epicycloidal crimps with parameters $R = 10, n = 6, u = 0 \dots \pi/2, \varphi = 0 \dots 2\pi$

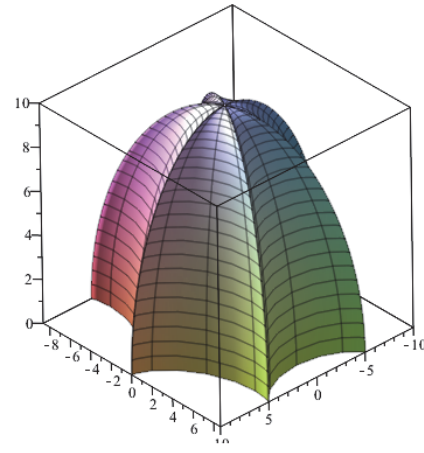


Figure 4. Sphere with external hypocycloidal crimps with parameters $R = 10, n = 6, u = 0 \dots \pi/2, \varphi = 0 \dots 2\pi$

3. *Corrugated surface of cubic parabolas* (Figure 5):

$$\begin{aligned} x(u, \varphi) &= u^{1/3} ((R+r) \cos(\varphi) - r \cos((n+1)\varphi)), \\ y(u, \varphi) &= u^{1/3} ((R+r) \sin(\varphi) - r \sin((n+1)\varphi)), \\ z(u, \varphi) &= h(1-u), \end{aligned} \quad (4)$$

where R and r – radii of large and small circles, which help to arise epicycloid, respectively; n – number of vertices; h – height of the surface; u, φ are coordinates.

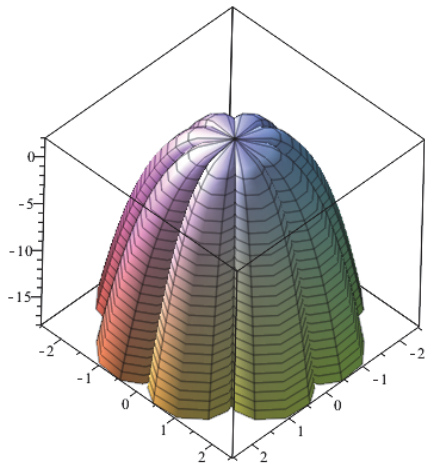


Figure 5. Corrugated surface of cubic parabolas $R = 1, n = 8, h = 2, r = R/n$

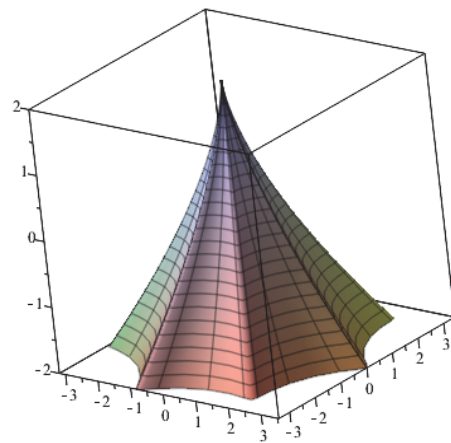


Figure 6. Corrugated surface of semi-cubic parabolas $R = 1, n = 3, h = 2, r = R/n$

4. *Corrugated surface of semi-cubic parabolas* (Figure 6) [18]:

$$x(u, \varphi) = u^{3/2} ((R+r) \cos(\varphi) + r \cos((n+1)\varphi)),$$

$$y(u, \varphi) = u^{3/2}((R + r) \sin(\varphi) - r \sin((n + 1)\varphi)), \quad (5)$$

$$z(u, \varphi) = h(1 - u),$$

5. *Umbrella type surface with sinusoid generatrix* (Figure 7) [18]:

$$x(u, v) = u \cos(v),$$

$$y(u, \varphi) = u \sin(v), \quad (6)$$

$$z(u, \varphi) = a \sin(nv),$$

where a is the maximum magnitude of sinusoid generatrix; u, v are coordinates.

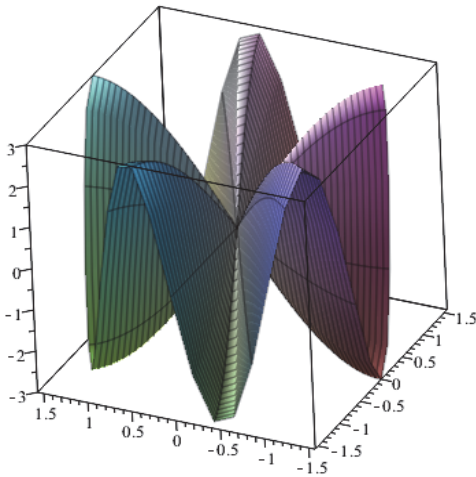


Figure 7. Umbrella type surface with sinusoid generatrix with parameters $n = 5, a = 3, u = 0 \dots \pi/2, v = 0 \dots 2\pi$

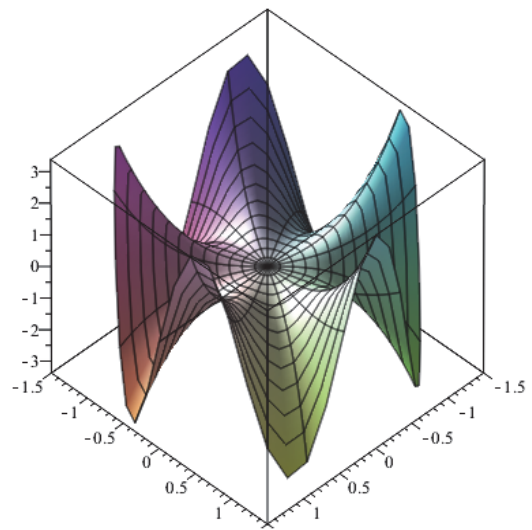


Figure 8. Umbrella type surface with flat central point with parameters $n = 5, a = 1, u = -1.5 \dots 1.5, v = 0 \dots 2\pi$

6. *Umbrella surface with radial waves, generated by cubic parabolas* (Figure 8) [18]. This surface has central flat point, the radial waves are decaying in this point.

$$x(u, v) = u \cos(v),$$

$$y(u, v) = u \sin(v), \quad (7)$$

$$z(u, v) = au^3 \sin(nv),$$

where a is constant; n is waves number; u, v – coordinates.

Example of structure designing

While designing aesthetically attractive structures and buildings, several variants can be taken into consideration, the same span can be ceiled by shells of very close visually, but quite different mathematically shapes.

For example, let us sketch the roof for small exhibition hall or recreation facility like garden house, with circular plan and five sections. The diameter of this structure is 6 m, height is approximately 6 m. Three different umbrella surfaces are suitable for this purpose (see Figure 8): 1) paraboloid of rotation with radial waves, para-

meters $n=5$, $b=0$, $a=0.35$, $u=0 \dots 3$, $v=0 \dots 2\pi$; 2) umbrella type surface with sinusoid generatrix, parameters $n=5$, $b=0$, $a=3$, $u=0 \dots \pi/2$, $v=0 \dots 2\pi$; 3) umbrella surface with radial waves, generated by cubic parabolas, parameters $n=5$, $a=0.115$, $u=-3 \dots 3$, $v=0 \dots \pi$.

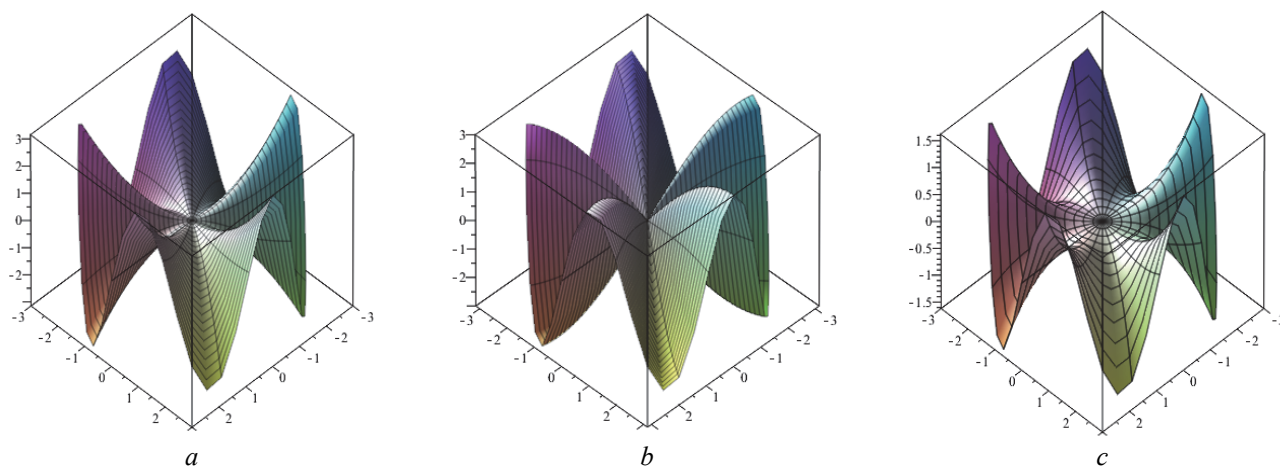


Figure 9. Three variants, visually similar in shape:
a – a paraboloid of rotation; *b* – an umbrella-type surface with a sinusoidal generator;
c – an umbrella-type surface with radial waves based on cubic parabolas (with central flat point)

It presents to be of interest to calculate stress-strain state of these shells to find more optimal one, which has the lowest values of bending moments, when material is mostly subjected to axial forces and particularly compression. The structure behavior can be predicted by analogy to corresponding arcs, but such an analysis doesn't take into account tridimensional behaviour of the shell. So, the aim of this job is a finite element analysis of the whole special structure. The three variants from Figure 9 were compared.

The aims of comparison were to reveal the features of each variant and give the recommendations for their application. Such recommendations should be taken into account while architectural sketching and desing, while creating finite element models.

Various software has special tools for creating surfaces by equations, but the results are sometimes not appropriate, so in this job it was decided to use Ansys APDL which needs directly writing special macros to construct geometry and finite element model.

1. *Paraboloid of rotation.* For creating this model the special macro was written to construct main nodes, which were defined as keypoints. The model consists of 72 splines, each spline has 20 basic keypoints, obtained by the surface equation. The problem occurred in the central point, which has singularity, so the central part was approximated by triangles. The very shell surface is got by skinning (special function for area creation) and meshed by size of 5 cm. The model is presented at the Figure 10.

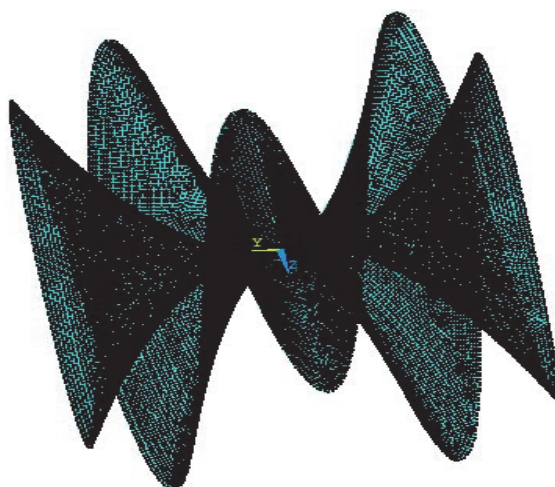


Figure 10. Finite element model of paraboloid of rotation

The boundary conditions were set as a hinged support along the edges, like this dome is supported freely on some supporting contour of load-bearing walls. The loading of dead weight is applied by density and gravity acceleration definition and their taking into account.

The thickness of the shell was defined as 8 cm, the material characteristics are: Young modulus is 325 MPa, Poisson’s ratio is 0,17. The deflections of the model are presented at the Figure 11.

The equivalent stresses (von Mises) are presented at the Figure 12.

The maximum stresses occurred at the edges, the maximum is 27 835 N/m². It can be concluded that it is necessary to strengthen the supporting contour on the edges.

2. *Umbrella type surface with sinusoid generatrix*. The model is analogous to the paraboloid of rotation model, but this one needed some refinement at the vawes tops. Finally, the appropriate results were obtained with meshing size of 2 cm. The central point, like that in paraboloid of rotation, has singularity, so it was filled by triangles like in the first example (Figures 13, 14).

For the preliminary analysis the model was considered sufficient and the calculation of deflection and equivalent stresses was conducted under dead weight loading.

The maximum deflection is $0.69 \cdot 10^{-5}$ m (Figure 15), the maximum stress is 99 764 N/m² (Figure 16). The maximum stresses occurred in the waves tops. Due to the stresses distribution, it will be rational to strengthen the structure with ribs.

3. *Umbrella surface with radial waves, generated by cubic parabolas*. The model has small difference from the first two models, specifically, the surface does not have singularity in the central point.

For the preliminary analysis the model was considered sufficient and the calculation of deflection and equivalent stresses was conducted under dead weight loading.

The results are presented at Figures 17–19. The maximum deflection occurred in the central point, it is $0.723 \cdot 10^{-5}$ m. The maximum stresses are 36 785 N/m². The most dangerous sections are located closer to the middle, the maximum stresses are small compared to the maximum stresses, for example, in the second example. It can be recommended to arrange a support ring in the center, especially since the central point is flat. Comparison is given in Table.

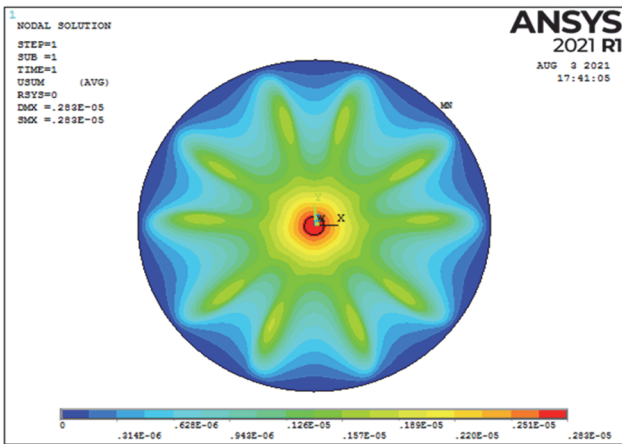


Figure 11. Vertical deflections u_z (isofields)

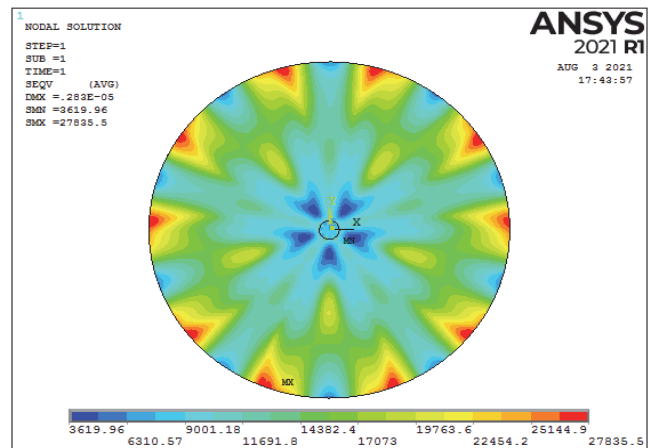


Figure 12. Equivalent stresses (isofields)

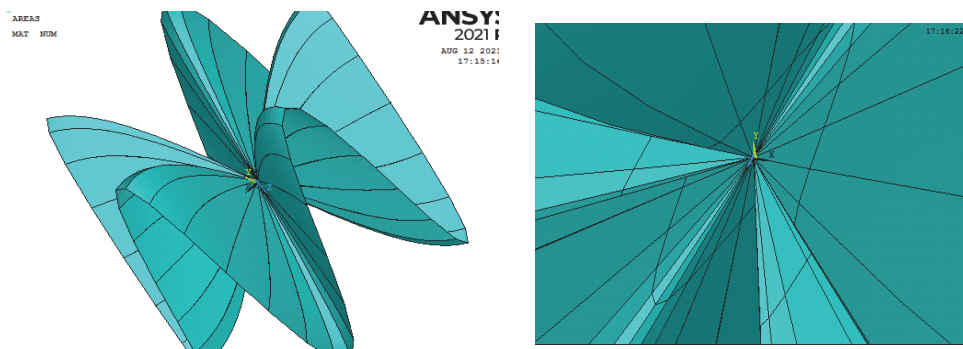


Figure 13. Creation of geometrical primitives

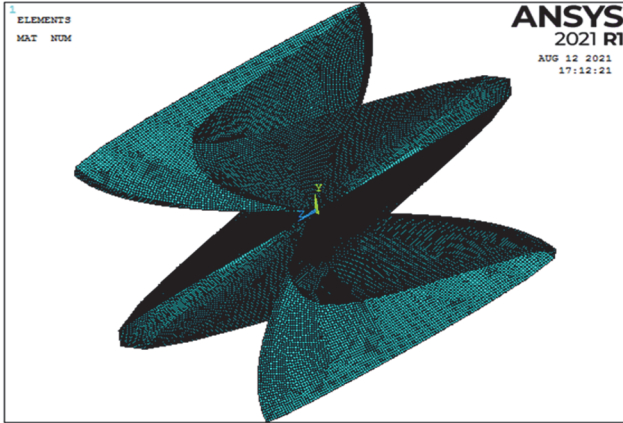


Figure 14. The meshed model of umbrella type surface with sinusoid generatrix

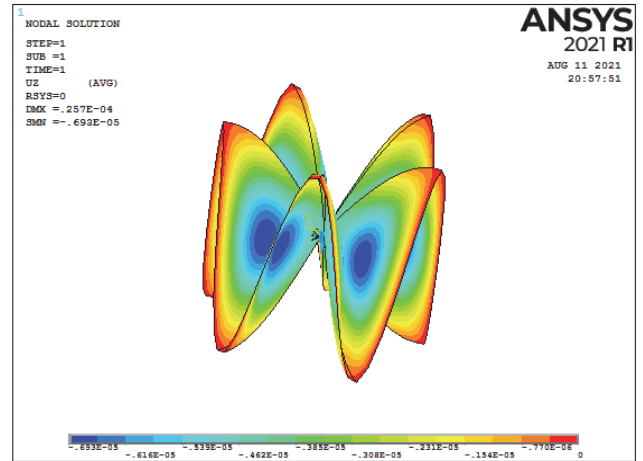


Figure 15. Vertical deflections u_z (isofields)

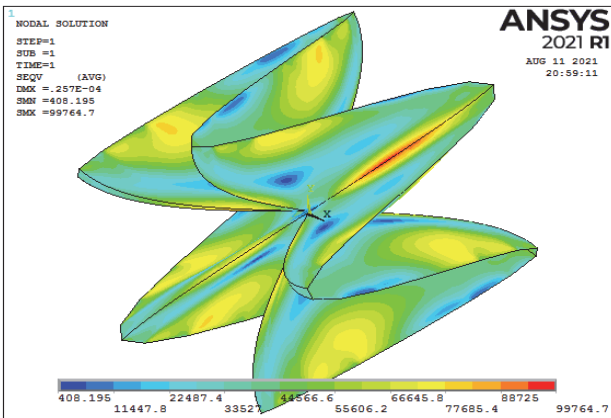


Figure 16. Equivalent stress (isofields)

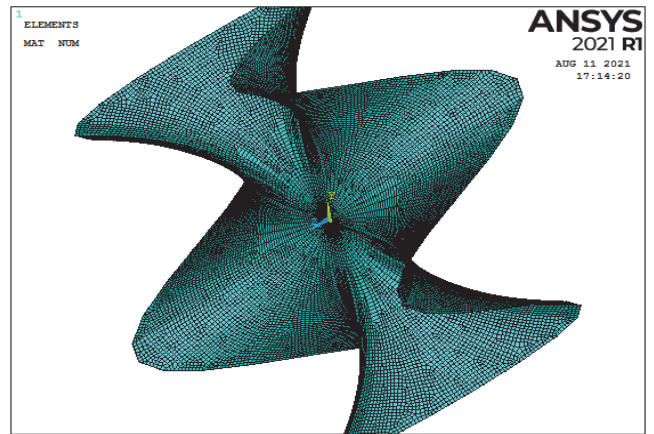


Figure 17. The meshed model of umbrella type surface

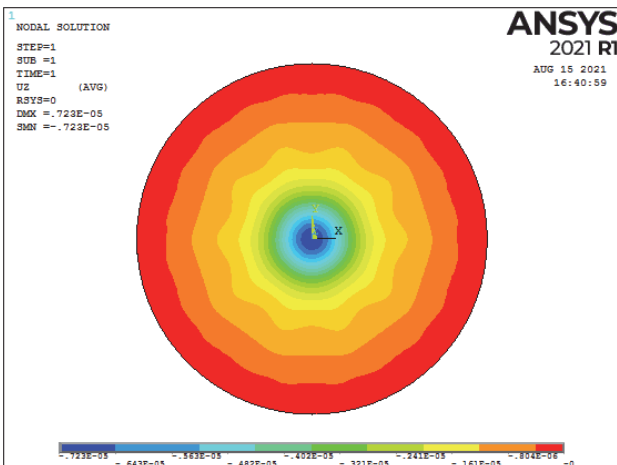


Figure 18. Vertical deflections u_z (isofields)

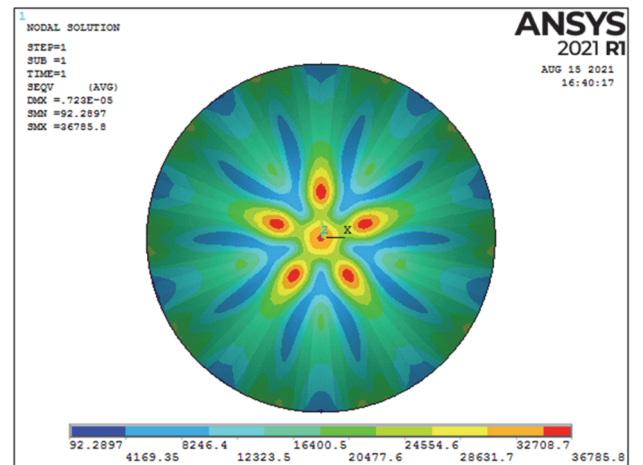


Figure 19. Equivalent stress (isofields)

Surface type	Max equivalent stress (von Mises), N/m ²	Max deflection, m	Max bending moment M_y , N·m/m	Max axial force F_z , N/m
1. Paraboloid of rotation	27 835	$0.281 \cdot 10^{-5}$	0.27	–5.41
2. Umbrella type surface with sinusoid generatrix	99 764	$0.69 \cdot 10^{-5}$	0.96	–5.26
3. Umbrella surface with radial waves, generated by cubic parabolas	36 785	$0.723 \cdot 10^{-5}$	–0.087	–0.98

The equivalent stress is chosen as a main parameter of comparison, because it is most clear in physical meaning, the bending moment and axial force enlisted in the table are calculated in cylindrical coordinate system (which does not fully corresponds to surface inner geometry), so it can be used only for approximate estimation of forces and moments. Compared to concrete compression and even tension strength, all these stresses are not significant, which means that in case of loadings of the same order as a dead weight, the reinforcement needed is minimal. The investigation of stability is necessary in prospects, the strengths evaluation is only the first stage of analysis. As the latest publications on the topic [18] show, the interest in umbrella shells and umbrella-type shells does not fade. Researchers are looking for new areas of application of the shells under consideration and not only in architecture and construction [12].

Conclusion

As results, the vertical deflection and equivalent stresses and their distribution were compared.

If consider the architect choosing from three different sketches, taking the revealed peculiarities into account present to be quite useful to conduct a technical and economic comparison of options.

Such an investigation is also be useful for classification and systematization of knowledge about shells in shape of analytical surfaces.

These results illustrate the idea [27] that visually similar shapes can have rather different strength characteristics and work under loading. The analytical shapes can be investigated to reveal some patterns and rules, in contrast to the free shapes, created only by architect's inspiration.

References

1. Bhooshan S., Ladinig J., Van Mele T., Block P. *Function representation for robotic 3D printed concrete, ROBARCH 2018 – Robotic Fabrication in Architecture, Art and Design*. Zurich: Springer; 2018. p. 98–109.
2. Bhooshan S., Van Mele T., Block P. Equilibrium-aware shape design for concrete printing. In: De Rycke K. et al. (eds.) *Humanizing Digital Reality: Proceedings of the Design Modelling Symposium 2017*. Paris: Springer; 2018. p. 493–508.
3. Mamieva I.A. Large-span structures in diploma projects of students architects of RUDN University. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020;16(3):233–240. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-3-233-240>
4. Krivoshapko S.N., Mamieva I.A. Umbrella surfaces and surfaces of umbrella type in architecture. *Industrial and Civil Engineering*. 2011;7(1):27–31. (In Russ.)
5. Bock Hyeng Ch.A., Krivoshapko S.N. Umbrella-type surfaces in architecture of spatial structures. *IOSR Journal of Engineering (IOSRJEN)*. 2013;3(3):43–53.
6. Kozyreva A.A. Umbrella type surface. From the beginnings to the present. *Forum Molodyh Uchenyh*. 2017;5(9): 1037–1042. (In Russ.)
7. Romanova V.A. Visualization of the formation of umbrella surfaces and umbrella-type surfaces with radial waves damping at the central point. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2015;(3):4–8. (In Russ.)
8. Krivoshapko S.N. New examples of umbrella type surfaces and their coefficients of general fundamental forms. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2005;(2):6–14. (In Russ.)
9. Krivoshapko S.N. Geometrical investigations of umbrella surfaces. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2005;(1):11–17. (In Russ.)
10. Chepurnenko A.S., Kochura V.G., Saibel A.V. Finite-elemental analysis of the stress-deformed condition of waveform shells. *Construction and Industrial Safety*. 2018;11(63):27–31. (In Russ.)
11. Huang H., Guan F.L., Pan L.L., Xu Y. Design and deploying study of a new petal-type deployable solid surface antenna. *Acta Astronautica*. 2018;148:99–110. <http://dx.doi.org/10.1016/j.actaastro.2018.04.042>
12. Ponomarev S.V. Transformable reflectors of spacecraft antennas. *Tomsk State University Journal*. 2011;4(16): 110–119. (In Russ.)

13. Gureeva N.A., Klochkov Yu.V., Nikolaev A.P. Calculation of shells of revolution based on a mixed fem for the tensor approximation of the nodal unknowns. *Fundamental Research*. 2011;8–2:356–362. (In Russ.)
14. Ivanov V.N., Abbushi N.Y. Architecture and construction of shells in the form of wavy, umbrella and channel surfaces of Joachimsthal. *Montazhnye i Specialnye Raboty v Stroitelstve*. 2002;6:21–24. (In Russ.)
15. Sahu R.R., Gupta P.K. Blast diffusion by different shapes of domes. *Defense Science Journal*. 2015;65(1):77–82. <http://dx.doi.org/10.14429/dsj.65.6908>
16. Zingoni A. *Shell structures in civil and mechanical engineering: theory and analysis*. London: ICE Publ.; 2018.
17. Rabello F.T., Marcellino N.A., Loriggio D.D. Automatic procedure for analysis and geometry definition of axisymmetric domes by the membrane theory with constant normal stress. *Rev. IBRACON Estrut. Mater.* 2016;9(4):544–571. <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952016000400005>
18. Krivoschapko S.N. The opportunities of umbrella-type shells. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020;16(4):271–278. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-4-271-278>
19. Ivanov V.N. Analysis of stress-strain state of roofing of trade centre in the form of umbrella shell by difference variation method. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2008;(4):86–89. (In Russ.)
20. Abboushi N.Y.A. Numerical analysis of Joachimsthal's canal surfaces on a gravity load by variation-difference method. *Shells in Architecture and Strength Analysis of Thin-Walled Civil-Engineering and Machine-Building Constructions of Complex Forms: Proc. of Int. Scientific Conference (Moscow, June 4–8, 2001)*. Moscow: RUDN University Publ.; 2001. p. 297–306. (In Russ.)
21. Liu F., Feng R. Shape optimization of single-layer reticulated structure considering influence of structural imperfection sensitivity. *Proceedings of IASS Annual Symposia, IASS 2018 Boston Symposium: Computational Methods*. Madrid: IASS Publ.; 2018. p. 1–6.
22. Zhu S., Ohsaki M., Guo X., Zeng Q. Shape optimization for non-linear buckling load of aluminum alloy reticulated shells with gusset joints. *Thin-Walled Structures*. 2020;154:106830. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2020.106830>
23. Van Mele T., Rippmann M., Lachauer L. Geometry-based understanding of structures. *Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures*. 2012;53(174):1–5.
24. Gmyrach K.M., Kozlov A.V., Proskurov R.A. Selection of optimal parameters of an ellipsoid reinforced concrete shell of rotation. *International Research Journal*. 2017;2–3(56):100–104. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.23670/IRJ.2017.56.049>
25. Draper P., Garlock M.E.M., Billington D.P. Structural optimization of Félix Candela's hyper umbrella shells. *Journal of the International Association for Shells and Spatial Structures*. 2012;51(1):59–66.
26. Abdessalem J., Fakhreddine D., Said A., Mohamed H. Shape optimization for a hyperelastic axisymmetric structure. *Journal of Engineering, Design and Technology*. 2014;12(2):177–194.
27. Krivoschapko S.N., Ivanov V.N. Simplified selection of optimal shell of revolution. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2019;15(6)438–448. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-6-438-448>

Список литературы

1. Bhooshan S., Ladinig J., Van Mele T., Block P. Function representation for robotic 3D printed concrete, ROBARCH 2018 – Robotic Fabrication in Architecture, Art and Design 2018. Zurich: Springer, 2018. Pp. 98–109.
2. Bhooshan S., Van Mele T., Block P. Equilibrium-aware shape design for concrete printing // Humanizing Digital Reality: Proceedings of the Design Modelling Symposium 2017 / ed. by K. De Rycke et al. Paris: Springer; 2018. p. 493–508.
3. Мамиева И.А. Большепролетные структуры в дипломных проектах студентов РУДН // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2020. Т. 16. № 3. С. 233–240.
4. Кривошапко С.Н., Мамиева И.А. Зонтичные поверхности и поверхности зонтичного типа в архитектуре // Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 7 (1). С. 27–31.
5. Bock Hyeng Ch.A., Krivoschapko S.N. Umbrella-type surfaces in architecture of spatial structures // IOSR Journal of Engineering (IOSRJEN). 2013. Vol. 3. No. 3. Pp. 43–53.
6. Козырева А.А. Зонтичные оболочки: от истоков к современности // Форум молодых ученых. 2017. № 5 (9). С. 1037–1042.
7. Романова В.А. Визуализация образования зонтичных поверхностей и поверхностей зонтичного типа с радиальными волнами, затухающими в центральной точке // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2015. № 3. С. 4–8.
8. Кривошапко С.Н. Новые примеры поверхностей зонтичного типа и их коэффициенты основных квадратичных форм // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2005. № 2. С. 6–14.
9. Кривошапко С.Н. Геометрические исследования поверхностей зонтичного типа // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2005. № 1. С. 11–17.
10. Чепурненко А.С., Кочура В.Г., Сайбель А.В. Конечно-элементный анализ напряженно-деформированного состояния волнистых оболочек // Строительство и техногенная безопасность. 2018. № 11 (63). С. 27–31.
11. Huang H., Guan F.L., Pan L.L., Xu Y. Design and deploying study of a new petal-type deployable solid surface antenna // Acta Astronautica. 2018. No. 148. Pp. 99–110. <https://doi.org/10.1016/j.actaastro.2018.04.042>

12. Пономарев С.В. Трансформируемые рефлекторы антенн космических аппаратов // Вестник Томского государственного университета. 2011. № 4 (16). С. 110–119.
13. Гуреева Н.А., Ключков Ю.В., Николаев А.П. Расчет оболочек вращения на основе смешанного МКЭ при тензорной аппроксимации расчетных величин // Фундаментальные исследования. 2011. № 8–2. С. 356–362.
14. Иванов В.Н., Аббуши Н.Ю. Архитектура и конструирование оболочек в форме волнистых, зонтичных и каналовых поверхностей Иоахимсталя // Монтажные и специальные работы в строительстве. 2002. № 6. С. 21–24.
15. Sahu R.R., Gupta P.K. Blast diffusion by different shapes of domes // Defense Science Journal. 2015. Vol. 65. No. 1. Pp. 77–82. <https://doi.org/10.14429/dsj.65.6908>
16. Zingoni A. Shell structures in civil and mechanical engineering: theory and analysis. London: ICE Publishing, 2018.
17. Rabello F.T., Marcellino N.A., Loriggio D.D. Automatic procedure for analysis and geometry definition of axisymmetric domes by the membrane theory with constant normal stress // Rev. IBRACON Estrut. Mater. 2016. Vol. 9. No. 4. Pp. 544–571. <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952016000400005>
18. Krivoschapko S.N. The opportunities of umbrella-type shells // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2020. Т. 16. № 4. С. 271–278. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-4-271-278>
19. Иванов В.Н. Расчет напряженно-деформированного состояния покрытия торгового центра в форме оболочки зонтичного типа вариационно-разностным методом // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2008. № 4. С. 86–89.
20. Аббуши Н.Ю.А. Численный анализ каналовых поверхностей Иоахимсталя на собственный вес вариационно-разностным методом // Архитектура оболочек и прочностной расчет тонкостенных строительных и машиностроительных конструкций сложной формы: труды Международной научной конференции (Москва, 4–8 июня 2001 г.). М.: Изд-во РУДН, 2001. С. 297–306.
21. Liu F., Feng R. Shape optimization of single-layer reticulated structure considering influence of structural imperfection sensitivity // Proceedings of IASS Annual Symposia, IASS 2018 Boston Symposium: Computational Methods. Madrid: IASS Publ., 2018. Pp. 1–6.
22. Zhu S., Ohsaki M., Guo X., Zeng Q. Shape optimization for non-linear buckling load of aluminum alloy reticulated shells with gusset joints // Thin-Walled Structures. 2020. Vol. 154. 106830. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2020.106830>
23. Van Mele T., Rippmann M., Lachauer L. Geometry-based understanding of structures // Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures. 2012. Vol. 53. Issue 174. Pp. 1–5.
24. Гмирач К.М., Козлов А.В., Проскуров Р.А. Подбор оптимальных параметров эллипсоидной железобетонной оболочки вращения // Международный научно-исследовательский журнал. 2017. № 2–3 (56). С. 100–104. <http://dx.doi.org/10.23670/IRJ.2017.56.049>
25. Draper P., Garlock M.E.M., Billington D.P. Structural optimization of Félix Candela's hyper umbrella shells // Journal of the International Association for Shells and Spatial Structures. 2012. Vol. 51. No. 1. Pp. 59–66.
26. Abdessalem J., Fakhreddine D., Said A., Mohamed H. Shape optimization for a hyperelastic axisymmetric structure // Journal of Engineering, Design and Technology. 2014. Vol. 12. No. 2. Pp. 177–194.
27. Кривошапко С.Н., Иванов В.Н. Упрощенный выбор оптимальной оболочки вращения // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. Т. 15. № 6. С. 438–448. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-6-438-448>

ДИНАМИКА КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ DYNAMICS OF STRUCTURES AND BUILDINGS

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-4-425-438
УДК 624.046

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Воздействие тяжелого предмета на подземное сооружение при падении на поверхность грунта

О.В. Мкртычев¹, Ю.В. Новожилов², А.Ю. Савенков¹

¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация

²АО «КАДФЕМ Си-Ай-Эс», Москва, Российская Федерация

✉ savenkov.asp@mail.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 14 апреля 2021 г.

Доработана: 4 июля 2021 г.

Принята к публикации: 22 июля 2021 г.

Аннотация. На объектах космической инфраструктуры и на объектах атомной энергетики есть промышленные сооружения, основной задачей которых является уберечь человека, оборудование или технику от чрезвычайных ситуаций, таких как взрывы, падения различных предметов, осколков. В соответствии с требованиями Федерального закона РФ «О защите населения и территорий от чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера» при расчете таких сооружений должны учитываться все виды нагрузок, соответствующих их функциональному назначению. Так, для сооружений, находящихся в районе возможной аварии и падения космических ракет необходимо выполнять расчет на падение разрушившихся частей ракетного двигателя. Для объектов атомных электростанций такие аварии случаются при падении на грунт контейнеров и других тяжелых предметов, что воздействует на находящиеся в грунте подземные сооружения. Для защитных сооружений гражданской обороны, встроенных в подвальные этажи зданий необходимо рассматривать ситуации, при которых происходит обрушение вышележащих этажей здания при воздействии на них воздушной ударной волны. Разработана конечно-элементная методика расчета подземного сооружения в нелинейной динамической постановке при соударении с грунтом большого габаритного предмета.

Ключевые слова: нелинейный динамический расчет, падение ударника, атомные электростанции, объекты космической инфраструктуры, подземное сооружение, аварийные воздействия, метод конечных элементов, LS-DYNA

Для цитирования

Мкртычев О.В., Новожилов Ю.В., Савенков А.Ю. Воздействие тяжелого предмета на подземное сооружение при падении на поверхность грунта // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 4. С. 425–438. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-425-438>

Мкртычев Олег Вартанович, доктор технических наук, профессор кафедры сопротивления материалов, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26; ORCID: 0000-0002-2828-3693, Scopus Author ID: 56449249100, eLIBRARY SPIN-код: 9676-4986; mkrtychev@yandex.ru

Новожилов Юрий Владиславович, руководитель направления НРС и высоколинейных расчетов, АО «КАДФЕМ Си-Ай-Эс», Российская Федерация, 111672, Москва, ул. Суздальская, д. 46; yury.novozhilov@cadfem-cis.ru

Савенков Антон Юрьевич, аспирант, кафедра сопротивления материалов, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 8652-8088; savenkov.asp@mail.ru

© Мкртычев О.В., Новожилов Ю.В., Савенков А.Ю., 2021



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

The impact of heavy object on an underground structure when falling onto the ground surface

Oleg V. Mkrtychev¹, Yury V. Novozhilov², Anton Yu. Savenkov¹

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

²CADFEM CIS, Moscow, Russian Federation

✉ savenkov.asp@mail.ru

Article history

Received: April 14, 2021

Revised: July 3, 2021

Accepted: July 22, 2021

For citation

Mkrtychev O.V., Novozhilov Yu.V., Savenkov A.Yu. The impact of heavy object on an underground structure when falling onto the ground surface. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(4):425–438. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-425-438>

Abstract. At the objects of space infrastructure and at nuclear power facilities there are industrial structures, the main task of which is to protect a person, equipment or machinery from emergencies such as, for example, explosions, falling of various objects, fragments. In accordance with the requirements of the Federal Law “On the Protection of the Population and Territories from Natural and Technogenic Emergencies”, when calculating such structures, all types of loads corresponding to their functional purpose must be taken into account. So, for structures located in the area of a possible accident and the fall of space rockets, it is necessary to calculate for the fall of the destroyed parts of the rocket engine. For nuclear power plant facilities, such accidents occur when containers and other heavy objects fall on the ground, affecting underground structures located in the ground, and for civil defense protective structures built into the basement floors of buildings, it is necessary to consider situations in which the overlying floors of a building collapse when exposed to there is an air shock wave on them. Therefore, this problem is relevant, and in this study, a finite-element method for calculating an underground structure in a non-linear dynamic setting has been developed when a large overall object collides with the ground.

Keywords: nonlinear dynamic calculation, falling objects, nuclear power plants, space infrastructure objects, underground structure, emergency impacts, finite element method, LS-DYNA

Введение

В практике эксплуатации подземных сооружений случаются аварийные ситуации, при которых происходит падение на них тяжелых предметов. Такие ситуации могут происходить, например, на космодромах при аварийном запуске ракеты. Так, в 2002 г. произошла авария на космодроме Плесецк, при которой стартовый стол и соседние сооружения получили значительные повреждения, в том числе от падения сопла ракетного двигателя, которое, падая, пробило покрытие стартового стола. В связи с этим при расчете подземных сооружений, предназначенных для защиты людей и оборудования, рассматривается расчетная ситуация, при которой происходит падение сопла разгонного блока ракеты на космодромах.

Задача о высокоскоростных импульсных воздействиях на строительные конструкции является достаточно изученной, в том числе в военной сфере. Некоторые результаты таких исследований приведены в [1–5]. В настоящее время продолжают совершенствование данных исследований и разработка методик расчета на высокоскоростные импульсные воздействия [6–14], чему способствует развитие расчетных комплексов.

В исследовании рассматривается динамическое воздействие тяжелого габаритного предмета на находящееся в грунте сооружение. *Целью* исследования является разработка конечно-элементной модели подземного сооружения при падении на поверхность земли жесткого ударника.

Oleg V. Mkrtychev, Dr Sci. (Eng.), Professor of the Strength of Materials Department, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-2828-3693, Scopus Author ID: 56449249100, eLIBRARY SPIN-code: 9676-4986, mkrtychev@yandex.ru

Yury V. Novozhilov, Explicit Dynamics Expert and Head of High Performance Computing Department, 46 Suzdalskaya St, Moscow, 111672, Russian Federation; yury.novozhilov@cadfem-cis.ru

Anton Yu. Savenkov, postgraduate student, Strength of Materials Department, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 8652-8088; savenkov.asp@mail.ru

Для решения поставленной цели реализованы следующие задачи:

– создана расчетная модель падения полусферы на грунт, результаты сравнены с данными других исследований;

– разработана конечно-элементная модель подземного сооружения при падении на поверхность земли жесткого ударника.

Материалы и методы моделирования

Процесс высокоскоростного взаимодействия тел описывается дифференциальными уравнениями в частных производных. Для решения данных уравнений часто на практике используется метод конечных элементов (МКЭ), заключающийся в делении расчетной области на конечные элементы (КЭ). Данный процесс называется дискретизацией, и для подобных быстропротекающих задач выполняется как пространственная, так и временная дискретизация.

Так как удар по грунту имеет высоконелинейный характер, то оптимальным является применение явного метода моделирования. При данном методе система алгебраических уравнений, полученных путем приведения дифференциальных уравнений к алгебраической системе относительно перемещений в узлах, решается напрямую, то есть явно. Это позволяет решать задачи с быстропротекающими процессами в нелинейной постановке.

Дифференциальное уравнение движения системы с конечным числом степеней свободы при явном методе записывается следующим образом:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = f^a. \quad (1)$$

Для явной схемы выглядит так

$$M\ddot{u}_t + C\dot{u}_t + Ku_t = f_t^a. \quad (2)$$

Вектор ускорений

$$a_t = M^{-1}(f_t^{\text{ext}} - f_t^{\text{int}}), \quad (3)$$

где f_t^{ext} – вектор внешних сил; f_t^{int} – вектор внутренних сил.

Учет различных типов нелинейностей производится через вектор внутренних сил $\{F\}$:

$$f_t^{\text{int}} = \Sigma \left(\int_{\Omega} [B^T] \{\sigma\} d\Omega + \{F^{\text{cont}}\} \right), \quad (4)$$

где B – матрица деформаций – перемещений; σ – вектор перемещений; F^{cont} – вектор контактных сил.

Векторы скоростей и перемещений на соответствующем шаге определяются следующим образом:

$$v_{t+\Delta t/2} = v_{t-\Delta t/2} + a_t \Delta t; \quad (5)$$

$$u_{t+\Delta t} = u_t + v_{t+\Delta t/2} \frac{\Delta t + \Delta t_{t+\Delta t}}{2}. \quad (6)$$

Для стабильности счета в явном методе необходимо выполнение условия Куранта – Фридриха – Леви, при котором шаг по времени должен быть меньше, чем продолжительность прохождения звука по наименьшему элементу. Это условия записывается следующим образом:

$$0 \leq \Delta t \leq N \frac{l}{c}, \quad (7)$$

где N – коэффициент безопасности; l – размер наименьшего элемента; c – скорость звука в элементе.

Для решения задачи пространственной дискретизации расчетной модели используются лагранжев и эйлеров методы, которые различаются в подходе к описанию движению среды.

Лагранжев метод используется в МКЭ. В этом методе описания движения среды элементы при деформации движутся вместе со своим материалом. При этом нет перетекания материала от одного к другому, то есть нет конвективных процессов. Такой метод подходит для описания твердых элементов. Однако при больших деформациях может произойти значительное искажение сетки КЭ, что может привести к очень маленьким временным шагам и спутыванию сетки (рис. 1).

Эйлеров метод (рис. 2) используется в методе конечных разностей и методе конечных объемов. В этом методе, в отличие от предыдущего, сетка остается недеформированной, в то время как материал может перетекать из одного элемента в другой (рис. 9). Такой метод подходит для жидких материалов, таких как газ или вода, а в нашем случае и к грунтам, потому что они при высокоскоростном проникновении проявляют свойства этих материалов.

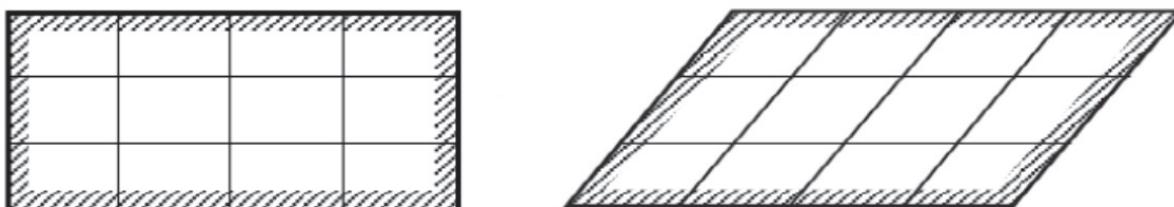


Рис. 1. Лагранжево описание движения сред
Figure 1. Lagrangian description of the motion of a continuous medium

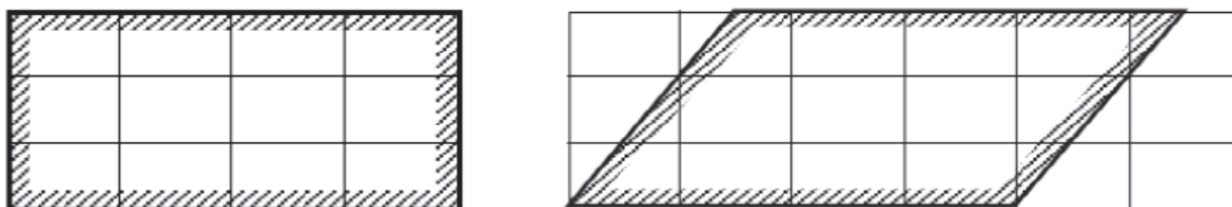


Рис. 2. Эйлерово описание движения сред
Figure 2. Euler description of the motion of a continuous medium

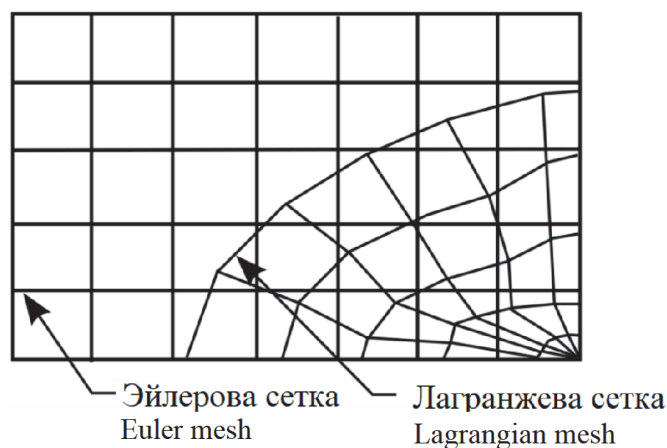


Рис. 3. Лагранжево-эйлерово описание движения сред
Figure 3. Lagrangian- Eulerian description of the motion of a continuous medium

Обозначенные методы имеют свои достоинства и недостатки, поэтому на практике для решения высокоскоростных задач взаимодействия твердых тел и жидких материалов (fluid-structure interactions, FSI) применяются совместно оба метода (рис. 3), дополняющие друг друга (arbitrary Lagrangian Eulerian, ALE). При этом происходит автоматическая перестройка и сглаживание конечно-элементной сетки при вырождении элементов. Примерами таких задач могут быть поверхностные взрывы (плоский фронт волны), где воздух является эйлеровым, а грунт и сооружение лагранжевыми. Или при подземных и наземных взрывах (точечный взрыв на поверхности), когда воздух и грунт эйлеровы, а сооружение лагранжево.

Кроме основного решателя ALE, используется его модифицированная версия S-ALE, позволяющая описывать конечные элементы эйлеровой сетки в виде массива, что на порядок сокращает объем входного файла и облегчает построение и перестроение эйлеровой сетки, по сравнению с неструктурированным подходом, что в совокупности значительно сокращает время расчета и моделирования.

Для решения поставленных задач будем использовать программный комплекс LS-DYNA, позволяющий решать подобные задачи в нелинейной динамической постановке, с использованием метода центральных разностей [15–17]. Для аппроксимации уравнений LS-DYNA использует метод Годунова второго порядка точности по пространству. Интегрирование уравнений по времени осуществлялось с помощью явной схемы второго порядка точности (метод центральных разностей) с соблюдением условия устойчивости схемы по критерию Куранта.

Граничные условия. На границах расчетной области в качестве граничных условий приложены условия скольжения, при которых зануляются векторы скорости в нормальном направлении, что позволяет моделировать неотражающие границы расчетной области и тем самым не учитывать вторичное отражение волн от грунта с последующим воздействием их на сооружение. Хотя в случае нахождения под сооружением скального грунта все же надо учитывать данные эффекты.

Модель грунта. Дисперсные грунты неоднородны, анизотропны, имеют нелинейные зависимости между напряжениями и деформациями и, как правило, при численном моделировании зависимость между напряжениями и деформациями идеализируют. В [18–24] показано, что модель Мора – Кулона – это идеальная-упругопластическая модель линейно деформируемого пространства, в которой описываются поля деформаций и используется условие прочности Кулона для предельного состояния, при этом отмечается, что такая модель может быть применима для задач высокоскоростного воздействия на грунт.

Модель Мора – Кулона – это математическая модель, в основе которой лежит гипотеза о зависимости предельных касательных напряжений от среднего нормального напряжения, которая обусловлена внутренним трением в материале.

Классическая модель Мора – Кулона описывается следующими условиями прочности, которые имеют различный вид при разных условиях испытаний. Первое условие прочности:

$$\tau = \sigma_v \operatorname{tg} \varphi' + c' \quad (8)$$

– консолидировано-дренированный сдвиг;

$$\tau = (\sigma_v - u) \operatorname{tg} \varphi + c \quad (9)$$

– консолидированно-недренированный сдвиг;

$$\tau = c_u \quad (10)$$

– неконсолидированно-недренированный сдвиг (для водонасыщенных грунтов);

$$\tau = (u_a - u) \operatorname{tg} \varphi^b + (\sigma_v - u) \operatorname{tg} \varphi' + c' \quad (11)$$

– консолидированно-недренированный сдвиг, малоподвижные грунты;

$$\tau = \sigma_v \operatorname{tg} \varphi_r' + c_r' \quad (12)$$

– в случае больших деформаций сдвига,

где τ – касательное напряжение, при достижении которого будет происходить разрушение грунта; σ_v – эффективное нормальное напряжение; φ' – эффективный угол внутреннего трения; φ – дренированный угол внутреннего трения; c – дренированные силы удельного сцепления; c' – эффективные силы удельного сцепления; u_a – давление порового воздуха; u – давление поровой воды; φ^b – угол внутреннего трения, зависящий от величины матричного всасывания; φ_r' – остаточный угол внутреннего трения; c_r' – остаточные силы удельного сцепления; c_u – недренированная прочность.

Второе условие прочности:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (13)$$

– для гравелистых, песчаных и крупнообломочных грунтов;

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \operatorname{ctg} \varphi)} = \sin \varphi \quad (14)$$

– для глинистых грунтов.

Уравнение при трехмерном напряженно-деформируемом состоянии примет вид

$$\left. \begin{aligned} |\sigma_1 - \sigma_2| &= (2c \operatorname{ctg} \varphi - \sigma_1 - \sigma_2) \sin \varphi, \\ |\sigma_2 - \sigma_3| &= (2c \operatorname{ctg} \varphi - \sigma_2 - \sigma_3) \sin \varphi, \\ |\sigma_3 - \sigma_1| &= (2c \operatorname{ctg} \varphi - \sigma_3 - \sigma_1) \sin \varphi. \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

Согласно этому уравнению, поверхность текучести Мора – Кулона в пространстве главных напряжений имеет вид шестигранной пирамиды (рис. 4) с вершиной в точке с координатами $\{c \operatorname{ctg} \varphi; c \operatorname{ctg} \varphi; c \operatorname{ctg} \varphi\}$.

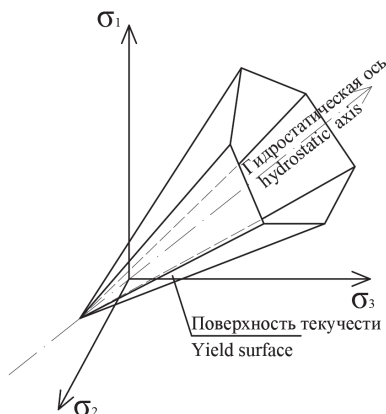


Рис. 4. Поверхность текучести Мора – Кулона в пространстве главных напряжений
Figure 4. Mohr – Coulomb yield surface in the space of principal stresses

На рис. 5 приведены предельные огибающие Мора – Кулона, которые могут быть получены по результатам трехосных испытаний образцов грунта.

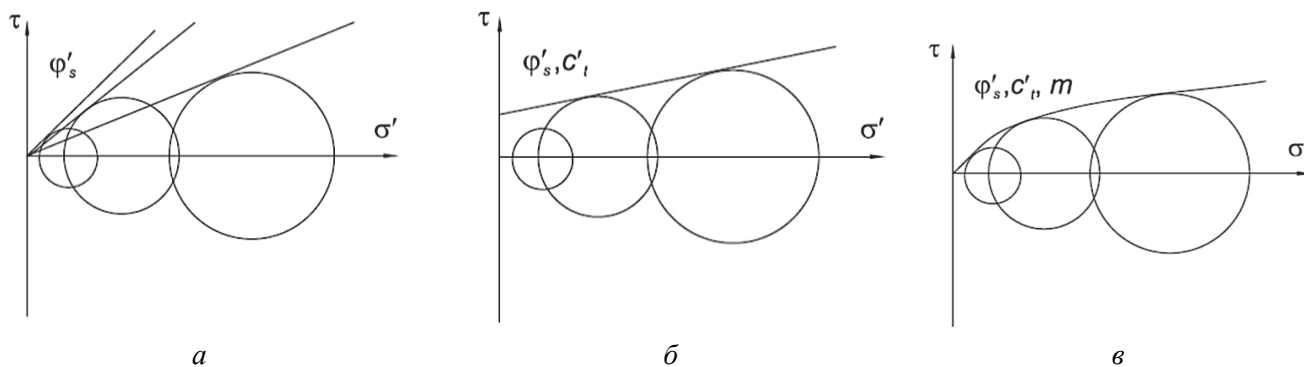


Рис. 5. Предельные огибающие Мора – Кулона:
 а – секущий угол внутреннего трения; б – касательный угол внутреннего трения;
 в – угол внутреннего трения, который зависит от угла наклона предельной огибающей

Figure 5. Mohr – Coulomb limit envelopes:
 а – internal friction secant angle; б – internal friction tangent angle;
 в – the angle of internal friction, which depends on the angle of inclination of the limiting envelope

Вид огибающей, представленный на рис. 5, в, соответствует виду грунта, для которого характерно определение прочности только трением. Такой грунт является фрикционным материалом (например, песок). В этом случае условие прочности для каждого напряженного состояния будет иметь вид

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi_s, \quad (16)$$

где φ_s – секущий угол внутреннего трения; σ' – эффективное нормальное напряжение.

Условие прочности (8) соответствует изображению, приведенному на рис. 5, б. В данном случае предельная прямая является наилучшей касательной к кругам Мора. Однако в общем случае провести такую касательную к кругам затруднительно, так как зависимость между нормальным давлением и пределом прочности является существенно нелинейной. Тогда на отдельных участках предельная кривая аппроксимируется прямой, а на остальных заменяется огибающей к кругам Мора.

Как видно, данная модель описывает различные виды грунтов при различном водонасыщении. Кроме классической модели существуют ее модификации, используемые для отдельных специфических задач. Например, для задач взрыва зарекомендовала себя модель Мора – Кулона, основанная на работах A.J. Abbo and S.W. Sloan, выполненных в 1995 г. [25], учитывающая все перечисленные выше поведения грунтов, а также удаление элементов, что характерно при взрывных нагрузках [26; 27]. Поэтому именно эту версию модели Мора – Кулона и будем использовать.

Обычная поверхность текучести Мора – Кулона описывается функцией

$$F = -P \sin \varphi + K(\theta) \sqrt{J_2} - c \cos \varphi = 0, \quad (17)$$

где P – среднее давление; φ – угол внутреннего трения; $K(\theta)$ – функция угла θ в девиаторной плоскости; $\sqrt{J_2}$ – корень квадратный из второго инварианта девиатора напряжений; c – сцепление.

Модифицированная поверхность текучести является гиперболоидом, «подогнанным» к поверхности Мора – Кулона. Уравнение модифицированной поверхности имеет вид

$$F = -P \sin \varphi + \sqrt{J_2 K(\theta)^2 + a^2 \sin^2 \varphi} - c \cos \varphi = 0, \quad (18)$$

где a – параметр, определяющий приближение модифицированной поверхности к обычной поверхности Мора – Кулона.

Модель бетона и арматуры. Моделирование бетона принято с помощью восьмиузловых конечных элементов с полным интегрированием по объему. Используется модель бетона Уинфрита, учитывающая дополнительные эффекты скорости, а также наличие трещин и арматуры [7; 27; 28]. Прочность материала на сжатие принята 18,0 МПа, что соответствует классу бетона по прочности В25¹. Арматура моделируется стержневыми конечными элементами с использованием идеальной упругопластической модели материала с ограничением пластических деформаций $\epsilon_{пред}$. Диаграмма работы арматуры класса А500 и А240 принималась двухлинейной². Для взаимодействия объемных (бетон) и стержневых (арматура) конечных элементов используется механизм лагранжево-эйлеровых связей. Прочность арматуры принята нормативной. Предельная пластическая деформация, при которой элемент арматуры выключается из расчета (удаляется), принята равной $\epsilon_{пр} = 0,05$. Таким образом, $\epsilon_{пред} = 0,0525$. Прочность на растяжение и сжатие принимается одинаковой, равной нормативной прочности на растяжение в соответствии с отечественными нормами³.

Сравнительный анализ с существующими исследованиями

Рассмотрим задачу о падении жесткой полусферы диаметром 0,66 м со скоростью 40 м/с в грунтовой массив размером 3×3×3 м (рис. 7) и сравним с результатами, приведенными в [21] (далее – эксперимент), где была численно и экспериментально решена подобная задача. Грунт рассматривался с параметрами, указанными в табл. 1. Для этого решим данную задачу в ALE, S-ALE и лагранжевой постановках, где исходными данными являются скорость полусферы в момент соударения с грунтом и давление от собственного веса грунта (рис. 8).

Таблица 1

Table 1

Параметры грунта		Soil parameters	
Параметр	Значение	Parameter	Value
Плотность	2200 кг/м ³	Density	2200 kg/m ³
Модуль сдвига	1,53 МПа	Shear modulus	1,53 МПа
Коэффициент Пуассона	0,35	Poisson's ratio	0,35
Угол внутреннего трения	150	Internal friction angle	150
Сцепление	68 кПа	Adhesion	68 kPa

¹ СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

² Там же.

³ Там же.

Ударник моделировался как жесткое тело из алюминия с параметрами, указанными в табл. 2.

Таблица 2

Table 2

Параметры алюминиевого ударника

Параметр	Значение
Плотность	2812 кг/м ³
Модуль упругости	73 000 МПа
Коэффициент Пуассона	0,33

Parameters of the aluminum striker

Parameter	Value
Density	2812 kg/m ³
Elastic modulus	73 000 MPa
Poisson's ratio	0.33

Точность решения в МКЭ зависит от размеров конечных элементов, поэтому выполнялась серия расчетов с последовательным измельчением размеров конечного элемента от 5 до 3 см через каждые 0,5 см, до того момента, пока разница в результатах расчета схемы между наиболее мелкой сеткой и предыдущим размером сетки составит не более 5 %. На рис. 6 приведены графики давления во времени, измеренные на глубине 1,5 м при расчете в трех постановках и при различных размерах конечного элемента.

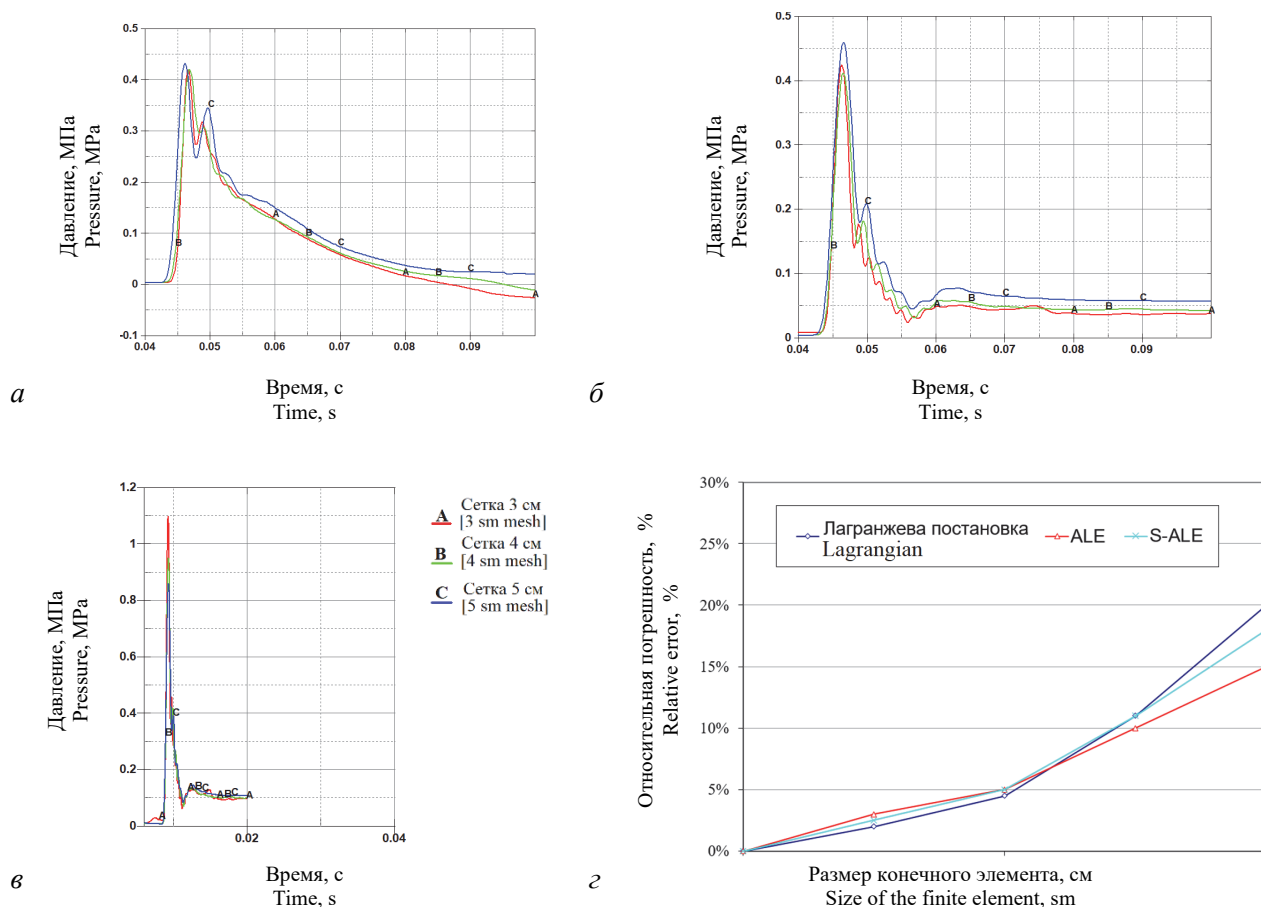


Рис. 6. Результаты расчета давления на глубине 1,5 м:
 а – ALE постановка; б – S-ALE постановка; в – Лагранжева постановка;
 з – зависимость относительной погрешности от размера конечного элемента

Figure 6. The results of calculating pressure at a depth of 1.5 m:
 а – ALE; б – S-ALE; в – Lagrangian; з – dependence of the relative error on the size of the finite element

На рис. 6, з показан график зависимости погрешности значений пикового давления относительно наиболее мелкой сетки в 3 см, где показано, что сетка в 4 см является наиболее оптимальной с погрешностью не более 5 %.

В качестве результатов расчета в работе [21] был приведен график ускорения полусферы при ударе о грунт, где максимальное ускорение полусферы составило 12 643 м/с² (рис. 10).

В результате решения задачи в трех постановках можно увидеть, что графики ускорения полусферы (рис. 10) в ALE- и S-ALE-постановках оказались наиболее близкими к экспериментальному графику по

форме и по максимальному значению ускорения. Максимальное ускорение полусферы составило 12 700 и 12 680 м/с², то есть относительная погрешность составила 0,43 и 0,25 % соответственно. При решении задачи в лагранжевой постановке максимальное ускорение составило 18 710 м/с², то есть относительная погрешность составила 67 %, что произошло в результате значительного искажения сетки (рис. 9, в). При этом также сравнивалось время расчета. При решении задачи в ALE-постановке время расчета оказалось равным 60 мин, в S-ALE-постановке – 45 мин, в лагранжевой постановке – 25 мин (расчет выполнялся на процессоре Intel(R) Core(TM) i7-10750H CPU @ 2.6 GHz, 2592МГ, 6 ядер, 12 логических процессоров).

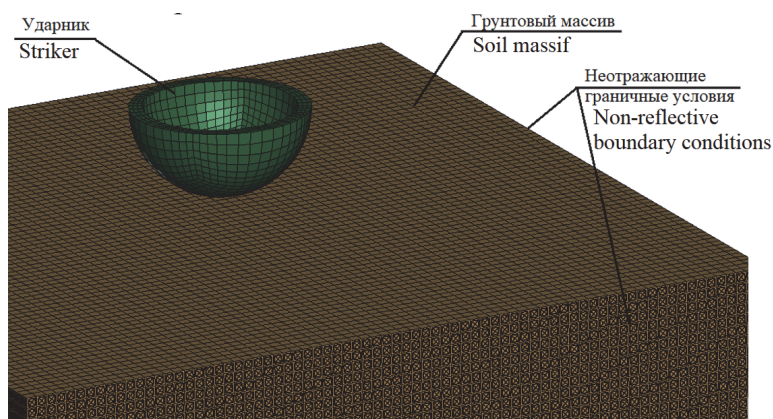


Рис. 7. Расчетная модель
Figure 7. Calculation model

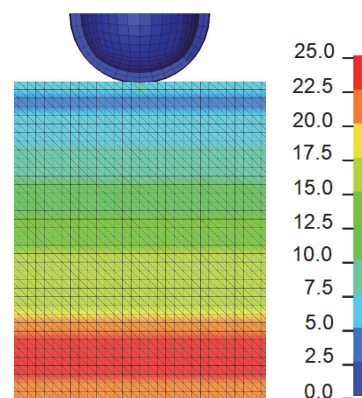


Рис. 8. Давление от собственного веса грунта, кПа
Figure 8. Pressure from dad weight of soil, kPa

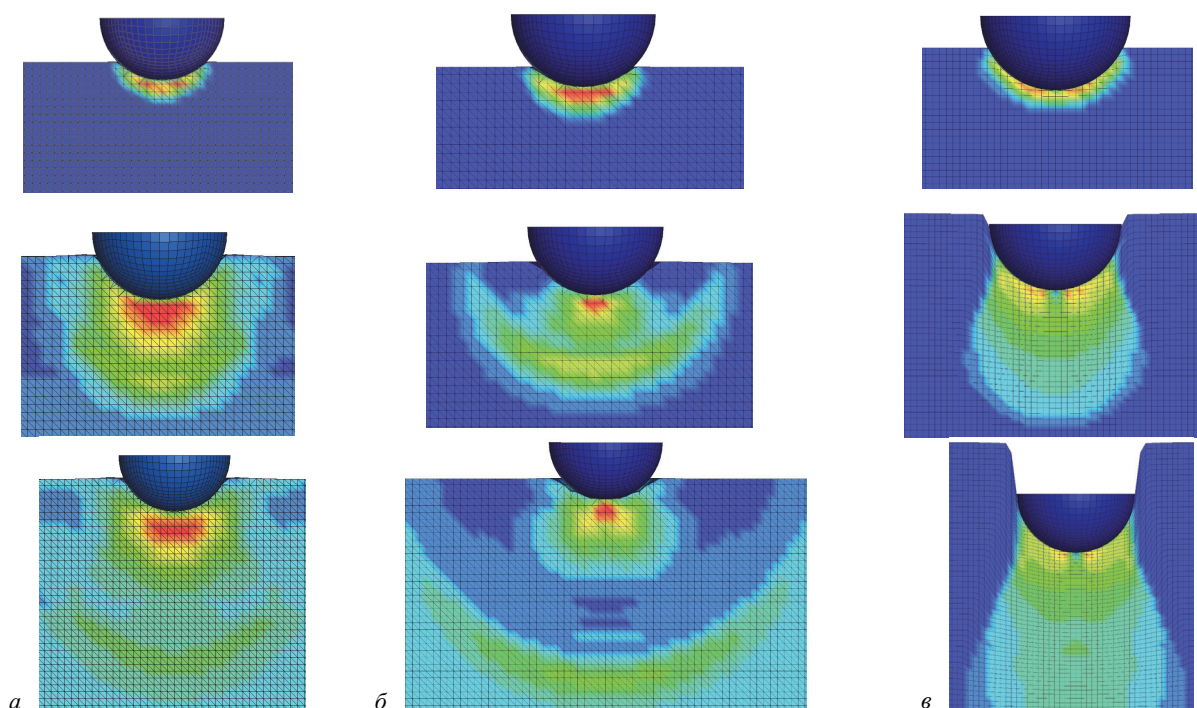


Рис. 9. Распространение ударной волны в грунте при решении задачи в ALE (а), S-ALE (б), лагранжевой (в) постановках
Figure 9. Propagation of a shock wave in the soil when solving the problem ALE (a), S-ALE (б), lagrangian (в)

Из приведенных результатов расчета (рис. 9) можно сделать вывод, что методика расчета в S-ALE-постановке дает наиболее близкие к эксперименту результаты расчета по максимальному пиковому значению ускорения. Кроме того, дает более точные результаты при описании первичных и вторичных пиков (рис. 9, а) и занимает меньше машинного времени для моделирования и расчета, чем в ALE. Поэтому в дальнейшем будем использовать именно эту методику.

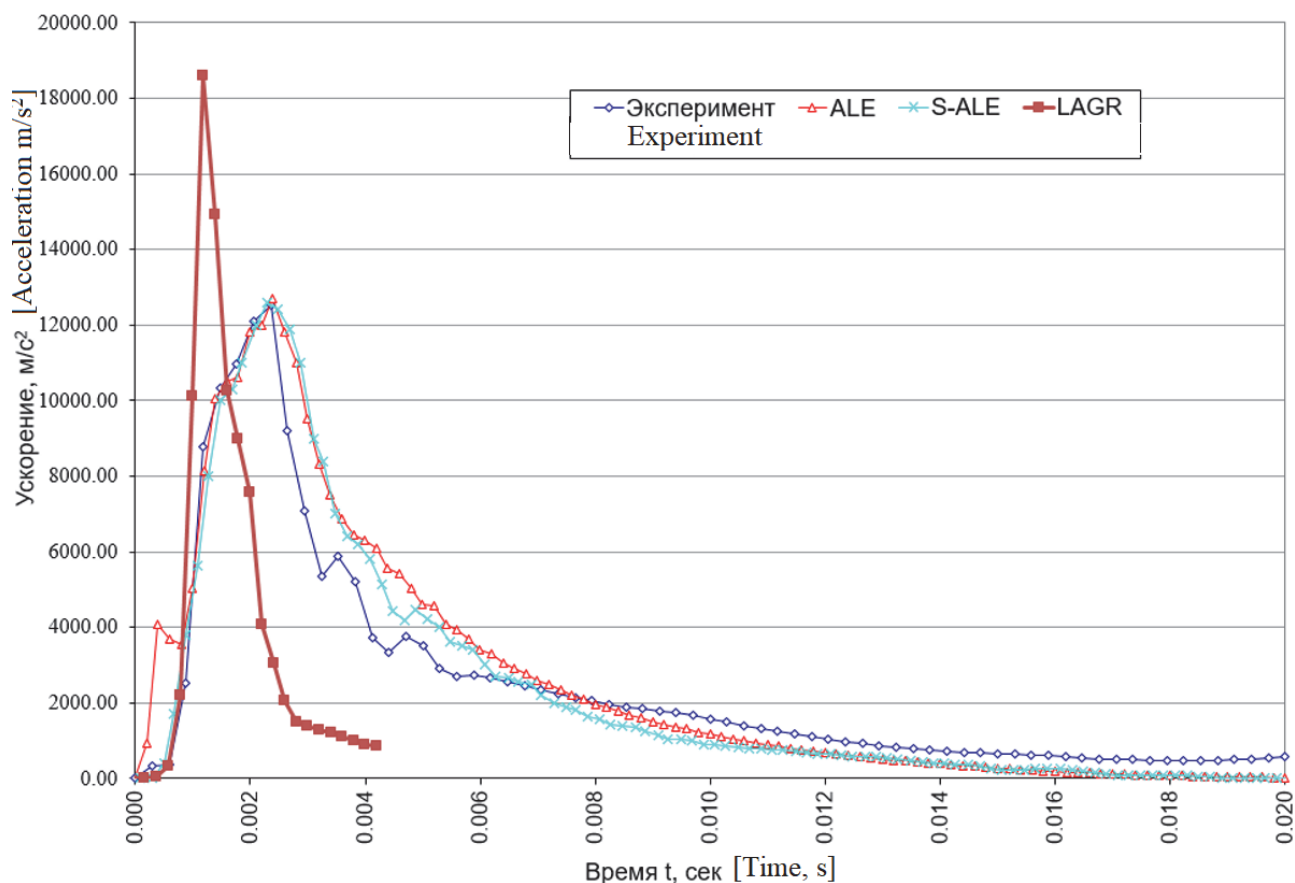


Рис. 10. Графики ускорения полусферы, полученные в результате моделирования и эксперимента
 Figure 10. Hemisphere acceleration plots obtained as a result modeling and experiment

Моделирование падения тяжелого габаритного предмета на подземное сооружение

Для дальнейшего исследования напряженно-деформированного состояния сооружения и грунта вокруг него рассмотрим свободное падение с высоты цилиндрического жесткого тела диаметром 3 м (далее – ударник), которое падает торцевой плоской частью на грунт. Известно, что при свободном падении тела скорость его соударения с грунтом будет выражаться из равенства потенциальной и кинетической энергии:

$$mgh = \frac{mv^2}{2}, \quad (19)$$

где m – масса падающего тела; g – ускорение свободного падения; h – высота падения.

Из (19) скорость соударения будет выражаться как

$$V = \sqrt{2gh}. \quad (20)$$

В качестве исходных данных примем высоту падения 60 м, а вес падающего ударника 6 т. Тогда скорость соударения из (20) составит 34,3 м/с. Рассмотрим однопролетное сооружение (рис. 11, 12), предназначенное для укрытия личного состава от падения обломков на космодроме. Размеры сооружения в плане 6×6 м и высотой в свету 4 м. Толщины стен и покрытия 400 мм. Заглубление покрытия от поверхности грунта принимается на основании сравнения экономической эффективности, то есть, с одной стороны, заглубление должно быть небольшим для уменьшения давления грунта, а с другой стороны – дисперсный грунт должен значительно «сдемпфировать» принимаемый удар, что происходит за счет уплотнения и появления пластических деформаций в грунте. Таким образом, высота засыпки принимается ниже зоны пластических деформаций. В нашем случае зона больших деформаций и уплотнения соста-

вила около 1 м. Принимаем заглубление покрытия 1,5 м. В качестве исходной нагрузки принята нагрузка от собственного веса сооружения и грунтового массива.

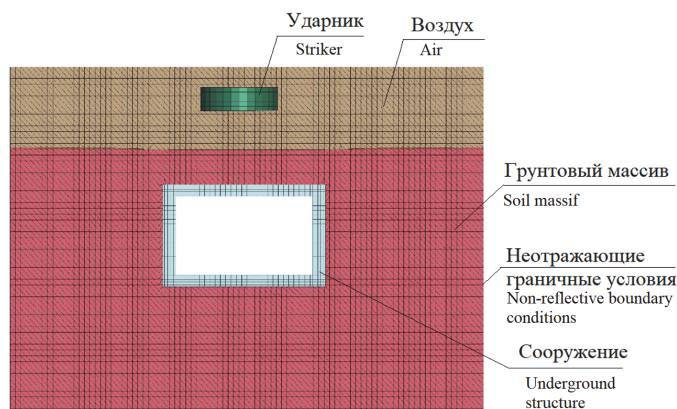


Рис. 11. Расчетная модель
Figure 11. Calculation model

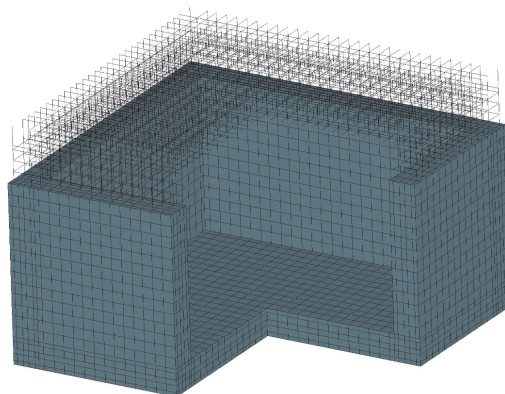


Рис. 12. Армирование сооружения
Figure 12. Reinforcement of the structure

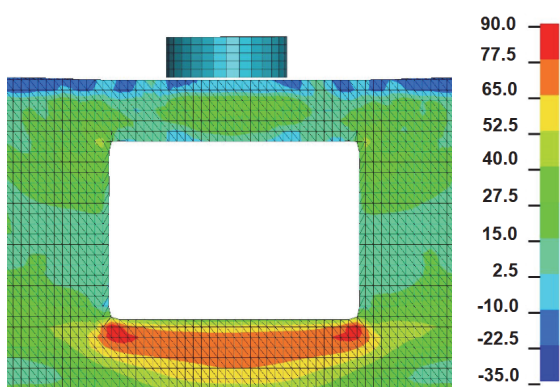


Рис. 13. Изополя давлений в момент времени перед ударом 0,3218 с, кПа
Figure 13. Pressure at the time moment before the shock 0.3218 s, kPa

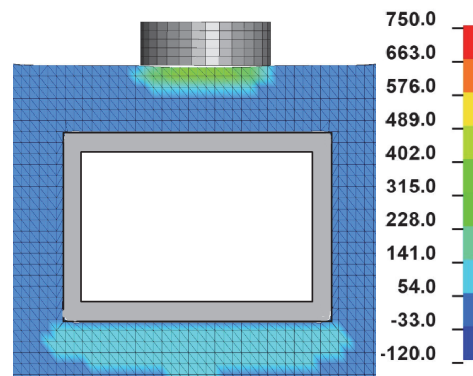


Рис. 14. Изополя давления в момент времени 0,3248 с (начало удара)
Figure 14. Pressure at the moment of time 0.3248 s (the beginning of the impact)

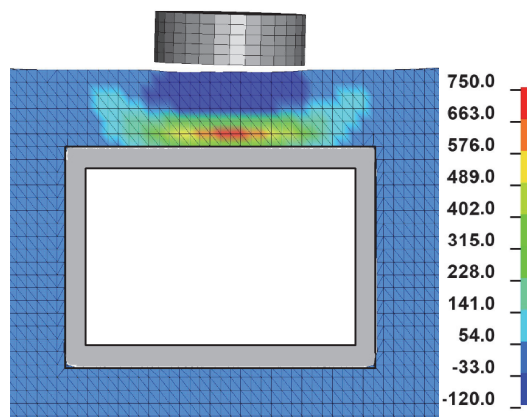
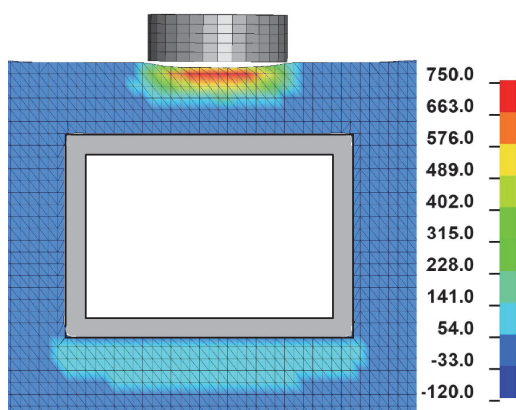


Рис. 15. Изополя давления в различные моменты времени, кПа:
а – 0,3412 с; б – 0,3552 с
Figure 15. Pressure at different points in time, kPa:
а – 0.3412 s; б – 0.3552 s

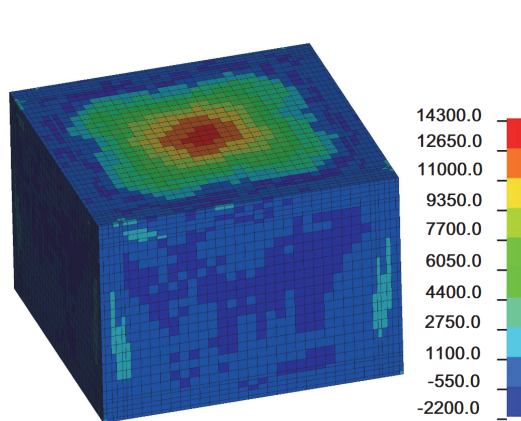


Рис. 16. Изополя давления на покрытие сооружения, кПа
Figure 16. Pressure on the coating of the structure, kPa

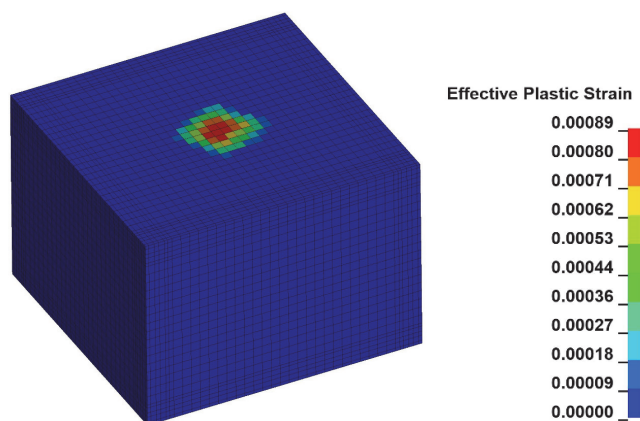


Рис. 17. Мозаика эффективных пластических напряжений
Figure 17. Effective plastic stresses

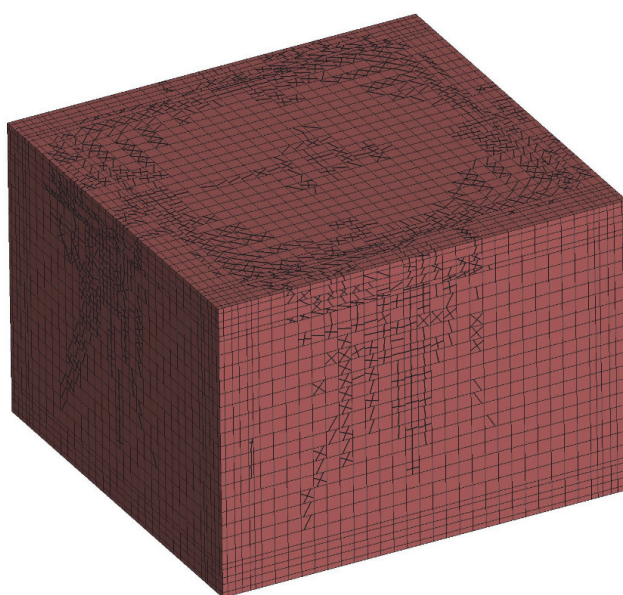


Рис. 18. Картина трещинообразования в стенах сооружения после удара
Figure 18. The picture of cracking in the walls of the structure after impact

Как и на первой стадии расчета (для получения более точного решения), рассматривались несколько расчетных моделей с измельчением размера конечного элемента от 25 до 15 см. В итоге был определен оптимальный размер конечного элемента – 20×20 см.

В результате выполненного расчета (рис. 13–18) получена деформированная модель «цилиндрический ударник – грунт – сооружение». Из расчета получено, что при воздействии на грунт ударник заглубляется в него на 2 см, и на рис. 14 и 15 по приведенным изополям давления можно увидеть, что вскоре после удара ударника о грунт происходит распространение волны сжатия до покрытия сооружения (давление на покрытие сооружения см. на рис. 16). После этого в стенах и покрытии сооружения появляются трещины шириной до 0,5 мм (рис. 18), при этом армирование работает в упругой стадии, что свидетельствует о правильно подобранных армировании и толщине конструкций. Нижнее и верхнее армирование покрытия принято сеткой Ø25A500 с шагом 200×200 мм, поперечное армирование Ø12A500 с шагом 200×200 мм.

Заключение

Разработана конечно-элементная методика расчета подземного сооружения в нелинейной динамической постановке при соударении с грунтом большого габаритного предмета. Результаты расчета показывают, что приведенная методика позволяет выполнять подобные расчеты с необходимой точностью и

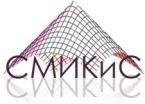
получать близкую к реальной картину взаимодействия грунтового массива с сооружением после удара. Следует также отметить, что габаритными предметами могут быть не только падающие предметы при аварии ракет, но также различные строительные конструкции, падающие на грунт при обрушении здания или сооружения.

Список литературы

1. Корнев Б.Г., Рабинович И.М. Динамический расчет зданий и сооружений М.: Стройиздат, 1984. 304 с.
2. Корнев Б.Г., Рабинович И.М. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия М.: Стройиздат, 1981. 155 с.
3. Попов Н.Н., Расторгуев Б.С. Динамический расчет железобетонных конструкций М.: Стройиздат, 1974. 220 с.
4. Котляревский В.А., Ганушкин В.И., Костин А.А., Костин А.И., Ларионов В.И. Убежища гражданской обороны. Конструкции и расчет. М.: Стройиздат, 1989. 606 с.
5. Боданский М.Д., Горшков А.А. Расчет конструкций убежищ. М.: Стройиздат, 1974. 204 с.
6. Бирбраер А.Н., Роледер А.Ю. Экстремальные воздействия на сооружения. СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2009. 594 с.
7. Wu Y., Crawford J.E., Lan Sh., Magallanes J.M. Validation studies for concrete constitutive models with blast test data // 13th International LS-DYNA Users Conference (online). 2013.
8. Расторгуев Б.С., Плотников А.И., Хуснутдинов Д.З. Проектирование зданий и сооружений при аварийных взрывных воздействиях. М.: АСВ, 2007. 152 с.
9. Павлов А.С. Численное моделирование взрывных воздействий на здания и сооружения произвольной формы // Academia. Архитектура и строительство. 2017. № 3. С. 108–112.
10. Новожилов Ю.В. Методики моделирования взрывов в LS-DYNA // XIV Международная конференция пользователей CADFEM/ANSYS. СПб., 2017.
11. Мкртычев О.В., Дорожнинский В.Б. Анализ подходов к определению параметров взрывного воздействия // Вестник МГСУ. 2012. № 5. С. 45–49.
12. Мкртычев О.В., Дорожнинский В.Б., Лазарев О.В. Расчет конструкций железобетонного здания на взрывные нагрузки в нелинейной динамической постановке // Вестник МГСУ. 2011. № 4. С. 243–247.
13. Савенков А.Ю., Мкртычев О.В. Нелинейный расчет железобетонного сооружения на воздействие воздушной ударной волны // Вестник МГСУ. 2019. Т. 14. № 1. С. 33–45. <http://dx.doi.org/10.22227/1997-0935.2019.1.33-45>
14. Вальгер С.А. Создание вычислительных технологий для расчета ветровых и ударно-волновых воздействий на конструкции: автореф. дис. ... канд. физ.-мат. наук. Новосибирск, 2016. 16 с.
15. Goel M., Matsagar V., Gupta A. An abridged review of blast wave parameters // Defense Science Journal. 2012. Vol. 62. Issue 5. Pp. 300–306.
16. Бате К., Вилсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов. М.: Стройиздат, 1982. 448 с.
17. Van Leer B.J. Towards the ultimate conservative difference scheme. Second-order sequel to Godunov's method // Journal of Computational Physics. 1979. Vol. 32. Issue 1. Pp. 101–136.
18. Муйземник А.Ю., Болдырев Г.Г., Арефьев Д.В. Идентификация параметров моделей грунтов // Инженерная геология. 2010. № 3. С. 38–43.
19. Mkrtychev O., Savenkov A. Modeling of blast effects on underground structure // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2019. Vol. 15. Issue 4. Pp. 111–122.
20. Долгов И.А. Моделирование падения спускаемого аппарата «Марс-6» // Гагаринские чтения – 2018: сборник тезисов докладов XLIV Международной молодежной научной конференции. М.: МАИ, 2018. С. 92–93.
21. Evans W., Jonson D., Walker M. An Eulerian approach to soil impact analysis for crashworthiness applications // International Journal of Impact Engineering. 2016. Vol. 91. Pp. 14–24. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2015.12.011>
22. Fasanella E.L., Jackson K.E., Kellas S. Soft soil impact testing and simulation of aerospace structures // Proceedings of the 10th LS-DYNA Users Conference. Dearborn, 2008. Pp. 29–42.
23. Мкртычев О.В., Бусалова М.С. Исследование реакции системы здание-фундаментальная конструкция-грунт основания с учетом и без учета инерционных свойств грунта основания // Theoretical Foundation of Civil Engineering: XXI Slovak-Polish-Russian Seminar. М., 2013. Pp. 75–81.
24. Дударева М.С. Вероятностное моделирование взаимодействия сооружения с основанием при расчете на землетрясение: дис. ... канд. техн. наук. М., 2018. 126 с.
25. Manual for LS-DYNA Soil Material Model 147 Evaluation. Report No FHWA-HRT-04-095. Lincoln: University of Nebraska; 2004. 77 p.
26. Huang Y., Willford M.R. Validation of LS-DYNA® MMALE with blast experiments // 12th International LS-DYNA® Users Conference. San Francisco: Arup, 2012.
27. Schwer L. An introduction to the Winfrith concrete model. Engineering & Consulting Services, 2010. 28 p.
28. Wu Y., Crawford J.E., Magallanes J.M. Performance of LS-DYNA concrete constitutive models // 12th International LS-DYNA Users Conference. San Francisco: Arup, 2012.

References

1. Korenev B.G., Rabinovich I.M. *Dynamic calculation of buildings and structures*. Moscow: Strojizdat Publ.; 1984. (In Russ.)
2. Korenev B.G., Rabinovich I.M. *Dynamic calculation of equipment for special effects*. Moscow: Strojizdat Publ.; 1981. (In Russ.)
3. Popov N.N., Rastorguyev B.S. *Dynamic analysis of reinforced concrete structures*. Moscow: Strojizdat Publ.; 1974. (In Russ.)
4. Kotlyarevskiy V.A., Ganushkin V.I., Kostin A.A., Kostin A.I., Larionov V.I. *Civil defense shelters. Designs and calculation*. Moscow: Strojizdat Publ.; 1989. (In Russ.)
5. Bodanskiy M.D., Gorshkov A.A. *Calculation of structures for shelters*. Moscow: Strojizdat Publ.; 1974. (In Russ.)
6. Birbraer A.N., Roleder A.Yu. *Extreme impacts on structures*. Saint Petersburg: Polytechpress; 2009. (In Russ.)
7. Wu Y., Crawford J.E., Lan S., Magallanes J.M. Validation studies for concrete constitutive models with blast test data. *13th International LS-DYNA Users Conference (online)*. 2013.
8. Rastorguev B.S., Plotnikov A.I., Khusnutdinov D.Z. *Design of buildings and structures exposed to emergency blast effects*. Moscow: ASV Publ.; 2007. (In Russ.)
9. Pavlov A.S. Numerical method of calculation of blast loads pressure to structures with complex geometry shapes. *Academia. Architecture and Construction*. 2017;(3):108–112. (In Russ.)
10. Novozhilov Y.V. Explosion simulation techniques in LS-DINA. *XIV International Conference of CADFEM users/ANSYS*. Saint Peterburg; 2017. (In Russ.)
11. Mkrtychev O.V., Dorozhinskiy V.B. Analysis of approaches to determining the parameters of explosive impact. *Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering*. 2012;(5):45–49. (In Russ.)
12. Mkrtychev O.V., Dorozhinskiy V.B., Lazarev O.V. Calculation of structures of a reinforced concrete building for explosive loads in a nonlinear dynamic setting. *Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering*. 2011;(4):243–247. (In Russ.)
13. Savenkov A.Y., Mkrtychev O.V. Nonlinear calculation of reinforced concrete structures to the impact of the air shock wave. *Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering*. 2019;14(1):33–45. (In Russ.) [http://dx.doi.org/10.22227/1997-0935.2019.1.33–45](http://dx.doi.org/10.22227/1997-0935.2019.1.33-45)
14. Valger S.A. *Creation of computational technologies for calculating wind and shock-wave effects on structures* (Thesis of Candidate of Technical Sciences). Novosibirsk; 2015. (In Russ.)
15. Goel M., Matsagar V., Gupta A. An abridged review of blast wave parameters. *Defense Science Journal*. 2012; 62(5):300–306. (In Ind.)
16. Bate K., Vilson Ye. *Numerical analysis and finite element method*. Prentice-Hall; 1982.
17. Van Leer B.J. Towards the ultimate conservative difference scheme. Second-order sequel to Godunov's method. *J. Comput. Phys*. 1979;32(1):101–136. (In Dutch.)
18. Muzemnik A.Yu., Boldyrev G.G., Arefyev D.V. Identification of soil models parameters. *Engineering Geology World*. 2010;(3):38–43. (In Russ.)
19. Mkrtychev O., Savenkov A. Modeling of blast effects on underground structure. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2019;15(4):111–122.
20. Dolgov I.A. Simulation of the fall of the descent vehicle Mars-6. *Gagarin Readings – 2018: Collection of Abstracts of the XLIV International Youth Scientific Conference*. Moscow: MAI Publ.; 2018. p. 92–93. (In Russ.)
21. Evans W., Jonson D., Walker M. An Eulerian approach to soil impact analysis for crashworthiness applications. *International Journal of Impact Engineering*. 2016;91:14–24. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2015.12.011>
22. Kellas F.J. Soft soil impact testing and simulation of aerospace structures. *Proceedings of the 10th LS-DYNA Users Conference*. Dearborn; 2008.
23. Mkrtychev O.V., Busalova M.S. Investigation of the reaction of the system building-fundamental structure-foundation soil with and without taking into account the inertial properties of the foundation. *Theoretical Foundation of Civil Engineering: XXI Slovak-Polish-Russian Seminar*. Moscow; 2013. p. 75–81. (In Russ.)
24. Dudareva M.S. *Probabilistic modeling of the interaction of a structure with a base when calculating for an earthquake* (Dissertation of Candidate of Technical Sciences). Moscow; 2018. (In Russ.)
25. *Manual for LS-DYNA Soil Material Model 147 Evaluation*. Report No FHWA-HRT-04-095. Lincoln: University of Nebraska; 2004.
26. Huang Y., Willford M.R. Validation of LS-DYNA® MMALE with blast experiments. *12th International LS-DYNA® Users Conference*. San Francisco: Arup; 2012.
27. Schwer L. *An Introduction to the Winfrith concrete model*. Engineering & Consulting Services; 2010.
28. Wu Y., Crawford J.E., Magallanes J.M. Performance of LS-DYNA concrete constitutive models. *12th International LS-DYNA Users Conference*. San Francisco: Arup; 2012.



2021. 17(4). 439–440

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА ИНЖЕНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ
STRUCTURAL MECHANICS OF ENGINEERING CONSTRUCTIONS AND BUILDINGS

ISSN 1815-5235 (Print), 2587-8700 (Online)
HTTP://JOURNALS.RUDN.RU/STRUCTURAL-MECHANICS



Уважаемые коллеги!

Инженерная академия Российского университета дружбы народов приглашает вас принять участие в научных мероприятиях в 2022 году.

ВСЕРОССИЙСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ С МЕЖДУНАРОДНЫМ УЧАСТИЕМ
«ИНЖЕНЕРНЫЕ СИСТЕМЫ – 2022»

Апрель 2022 года

Место проведения: Москва, ул. Орджоникидзе, д. 3,
Департамент строительства, Инженерная академия РУДН.

ВСЕРОССИЙСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ С МЕЖДУНАРОДНЫМ УЧАСТИЕМ
«ИНЖЕНЕРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ – 2022»

Октябрь 2022 года

Место проведения: Москва, ул. Орджоникидзе, д. 3,
Департамент строительства, Инженерная академия РУДН.

ОФИЦИАЛЬНЫЕ ЯЗЫКИ КОНФЕРЕНЦИЙ

Русский, английский.

ПУБЛИКАЦИЯ МАТЕРИАЛОВ КОНФЕРЕНЦИЙ

Статьи будут опубликованы в сборниках трудов конференций, индексируемых в БД РИНЦ, или в журнале, индексируемом в БД Scopus и Web of Science.

НАУЧНЫЕ СЕКЦИИ

- Материаловедение, металлургия и нанотехнологии.
- Машиностроение, энергетика и транспорт.
- Авиационные и космические системы.
- Геология, горное и нефтегазовое дело.
- Гражданское, промышленное и гидротехническое строительство.
- Архитектура и промышленный дизайн.
- Инновационный менеджмент в промышленности.

КОНТАКТНАЯ ИНФОРМАЦИЯ

Организатор конференций: Российский университет дружбы народов (РУДН).

Место проведения конференций:

Москва, ул. Орджоникидзе, д. 3, Инженерная академия РУДН.

Заседание секции «Машиностроение, энергетика и транспорт» состоится по адресу:

Москва, Подольское ш., д. 8, корп. 5.

Председатель Оргкомитета:

Малькова Марианна Юрьевна, профессор департамента строительства Инженерной академии РУДН. E-mail: malkova-myu@rudn.ru

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ФОРУМ

ПО МЕХАНИКЕ КОСМИЧЕСКОГО ПОЛЕТА, КОСМИЧЕСКИМ КОНСТРУКЦИЯМ И МАТЕРИАЛАМ
(IAA/AAS SciTech Forum)

Июнь 2022 года

Место проведения: Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6, Инженерная академия РУДН.

Организатор форума: Российский университет дружбы народов (РУДН).

Тел.: +7 (495) 952-08-29, e-mail: kupreev-sa@rudn.ru

ОФИЦИАЛЬНЫЙ ЯЗЫК

Английский.

ПУБЛИКАЦИЯ МАТЕРИАЛОВ ФОРУМА

Статьи будут опубликованы в сборнике трудов, индексируемом в БД Scopus и Web of Science.