

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА ИНЖЕНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ

2022 Том 18 № 2

DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-2

<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 (действует до 16.10.2022 г.). По новой номенклатуре ВАК с 01.02.2022 г. журналу присвоены специальности 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения (технические науки), 2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения (технические науки), 2.1.9. Строительная механика (технические науки).

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

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

ЗАМЕСТИТЕЛЬ 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:

Асанов 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

Баженков 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

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

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

Красич С., 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 Сюпелек», 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

От редколлегии 91

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Иноземцева О.В., Иноземцев В.К. Нелинейный и линейный анализ общей устойчивости несущей системы высотного здания ствольного типа 93

Рзаев Н.С. Вынужденные колебания разномодульной балки, находящейся на вязком эластичном основании 104

Марутян А.С. Оптимизация швеллерных и двутавровых гнуто-замкнутых профилей с перфорированными стенками 111

ТЕОРИЯ ТОНКИХ ОБОЛОЧЕК

Krivoshapko S.N., Gil-oulbé M. Tangential developable surfaces and their application in real structures (Торцовые поверхности и их применение в реальных конструкциях) 140

Черемных С.В. Теоретико-экспериментальное моделирование деформирования цилиндрической оболочки из стали 45 при сложном нагружении 150

СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

Sajamarca-Zuniga D., Kabantsev O., Marin C. Macroseismic intensity-based catalogue of earthquakes in Ecuador (Каталог землетрясений Эквадора, основанный на макросейсмической интенсивности) 161

ОБЗОРЫ

Юшкин И.И., Аламиди Ш.Г.Х., Сташевская Н.А. Проблемы и преимущества внедрения BIM на предприятиях строительной отрасли 172

Маркович А.С., Милосердова Д.А. Свойства дисперсных волокон для эффективного армирования бетонов 182

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 11.07.2022. Выход в свет 18.07.2022. Формат 60×84/8.
Бумага офсетная. Печать офсетная. Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 12,09. Тираж 250 экз. Заказ № 441. 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, 2022
© Бондарева А.В., фото на обложке
(Дворец спорта «Большой», Сочи, Россия), 2022

STRUCTURAL MECHANICS OF ENGINEERING CONSTRUCTIONS AND BUILDINGS

2022 VOLUME 18 No. 2

DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-2

<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, illuminates the problems of scientific-and-technic progress in building and machine-building, publishes analytic reviews on the aims and scope of the journal.

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

EDITORIAL BOARD

EDITOR-IN-CHIEF

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

ASSISTANT EDITOR-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. Sanjarovskiy, 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

Editorial 91

ANALYSIS AND DESIGN OF BUILDING STRUCTURES

Inozemtseva O.V., Inozemtsev V.K. Nonlinear and linear analysis of the overall stability of the load-bearing system of a high-rise building with a load-bearing trunk 93

Rzayev N.S. Forced oscillations of a multimodular beam on a viscoelastic base 104

Marutyan A.S. Optimization of channels and I-shaped bended closed profiles with perforated walls 111

THEORY OF THIN SHELLS

Krivoshapko S.N., Gil-oulbé M. Tangential developable surfaces and their application in real structures 140

Cheremnykh S.V. Theoretical and experimental modeling of deformation of a cylindrical shell made of 45 steel under complex loading 150

SEISMIC RESISTANCE

Cajamarca-Zuniga D., Kabantsev O., Marin C. Macroseismic intensity-based catalogue of earthquakes in Ecuador 161

REVIEWS

Iushkin I.I., Alamedy S.G.H., Stashevskaya N.A. Problems and benefits of implementing BIM in the construction industry 172

Markovich A.S., Miloserdova D.A. Properties of dispersed fibers for efficient concrete reinforcement 182

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, 2022
© Bondareva A.V., photo on the cover of the journal
(Sport Palace "Bolshoy," Sochi, Russia), 2022



ГОСУДАРСТВЕННАЯ ПРЕМИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ УЧЕНОМУ ВЛАДИМИРУ ИЛЬИЧУ ТРАВУШУ

Государственная премия Российской Федерации в области науки и технологий 2021 г. присуждена Владимиру Ильичу Травушу за заслуги мирового уровня в уникальном высотном строительстве, обеспеченные системными достижениями ученого в развитии строительных наук и технологий в России.

Владимир Ильич Травуш – академик и вице-президент РААСН, доктор технических наук, профессор, заслуженный деятель науки РФ, заслуженный строитель РФ, Почетный строитель России, Почетный строитель Москвы, кавалер ордена Трудового Красного Знамени, лауреат Премии Совета Министров СССР, трижды лауреат Премии Правительства РФ.

Научно-творческая и организационная деятельность в области строительной науки в целом, теории зданий и сооружений принесла В.И. Травушу заслуженное признание и известность в России и за рубежом.

Он автор известных широкому кругу специалистов научных трудов, патентов, национальных нормативных документов по строительным конструкциям, зданиям и сооружениям, а также выдающихся объектов, среди которых Останкинская телевизионная башня, дворцы спорта в Москве, Архангельске, Твери и Сочи, Музей Хо Ши Мина в Ханое, «Москва-парк» в Астане, уникальные проекты ММДЦ «Москва-Сити» и «Лахта-центр» в Санкт-Петербурге, открывшие новую страницу в истории российского высотного строительства и ставшие яркими символами новейшей истории отрасли.

При колоссальной занятости Владимир Ильич Травуш находит время для подготовки докторантов, аспирантов и инженеров в вузах страны, активно участвует в работе редколлегии ряда научных журналов отрасли, в числе которых и журнал «Строительная механика инженерных конструкций и сооружений».

Члены редколлегии журнала поздравляют Владимира Ильича с присуждением Государственной премии Российской Федерации в области науки и технологий и желают доброго здоровья, реализации планов и новых научных достижений во всех начинаниях на благо отечественной строительной науки!

Редколлегия журнала «Строительная механика инженерных конструкций и сооружений»

**STATE PRIZE OF THE RUSSIAN FEDERATION
TO THE SCIENTIST VLADIMIR ILYICH TRAVUSH**

The State Prize of the Russian Federation in the field of science and technology in 2021 was awarded to Vladimir Ilyich Travush for world-class achievements in unique high-rise construction, provided by the scientist's systemic achievements in the development of construction sciences and technologies in Russia.

Vladimir Ilyich Travush – Academician and Vice-President of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (RAACS), Doctor of Technical Sciences, Professor, Honored Scientist of the Russian Federation, Honored Builder of the Russian Federation, Honorary Builder of Russia, Honorary Builder of Moscow, holder of the Order of the Red Banner of Labor, laureate of the Prize of the USSR Council of Ministers, three times laureate of the Prize of the Government of the Russian Federation.

Scientific, creative and organizational activities in the field of construction science in general, the theory of buildings and structures brought Vladimir Travush well-deserved recognition and fame in our country and abroad.

He is an author of scientific papers which are known to a wide range of specialists, patents, national regulatory documents on building structures, buildings and structures, as well as outstanding objects, including the Ostankino Television Tower, sports palaces in Moscow, Arkhangelsk, Tver and Sochi, the Ho Chi Minh Museum in Hanoi, “Moscow-Park” in Astana, the unique projects of Moscow International Business Center “Moscow City” and “Lakhta Center” in St. Petersburg, which opened a new page in the history of Russian high-rise construction and became bright symbols of the industry's recent history.

Despite his colossal busyness, Vladimir Travush finds time to train doctoral students, graduate students, and engineers in universities of the country, actively participates in the work of the editorial boards of several scientific journals in the industry, including the journal “Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings.”

The members of the editorial board of the journal congratulate Vladimir Travush on being awarded the State Prize of the Russian Federation in the field of science and technology and wish good health, realization of plans and new scientific achievements in all undertakings for the benefit of the national building science!

*The editorial board of the journal “Structural Mechanics
of Engineering Constructions and Buildings”*

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ANALYSIS AND DESIGN OF BUILDING STRUCTURES

DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-2-93-103
УДК 69.059.4

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Нелинейный и линейный анализ общей устойчивости несущей системы высотного здания ствольного типа

О.В. Иноземцева¹  , В.К. Иноземцев² 

¹КБ «СмартПроект», Москва, Российская Федерация

²Саратовский государственный технический университет имени Гагарина Ю.А., Саратов, Российская Федерация

 olga.inozemtseva@yandex.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 21 января 2022 г.
Доработана: 22 марта 2022 г.
Принята к публикации: 30 марта 2022 г.

Аннотация. В проектной практике проектировщики стремятся создавать как можно более сложные и детализированные расчетные модели, которые реализуются численно с помощью расчетных компьютерных программ. Численные результаты расчета можно и необходимо тестировать, но что более проблематично – это тестирование сложной и детализированной расчетной модели. Такую возможность дают упрощенные модели, представленные простыми расчетными схемами, которые доступны для качественного анализа, а получаемые численные результаты предсказуемы. Такие расчетные схемы, как правило, описывают отдельные расчетные проблемы, стоящие перед проектировщиками. Так, например, возможен линейный анализ устойчивости каркаса высотного здания на основе простых расчетных процедур, предлагаемых Американским институтом стальных конструкций (AISC). Рассматривается одна из таких моделей, позволяющая предварительно оценить ожидаемое значение критической нагрузки и протестировать сложную расчетную модель, а также получаемые на ее основе результаты расчетов. Данная модель основана на линейном анализе устойчивости консольной стойки, которую можно рассматривать как простую модель несущего ствола высотного здания. Получены результаты расчетов и проведено сравнение критических нагрузок на основе нелинейного и линейного анализа устойчивости консольной стойки при различной по высоте стойки изгибной жесткости и интенсивности распределенной по высоте вертикальной нагрузки. Сделан вывод, что рассмотренная линейная модель позволяет получить предварительную оценку критической нагрузки для тестирования результатов компьютерного расчета по более сложным моделям общей устойчивости равновесия несущего ствола высотного объекта.

Ключевые слова: высотный объект, общая устойчивость, тестирование результатов, нелинейная модель устойчивости, линейная модель устойчивости, критическая нагрузка

Для цитирования

Иноземцева О.В., Иноземцев В.К. Нелинейный и линейный анализ общей устойчивости несущей системы высотного здания ствольного типа // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. Т. 18. № 2. С. 93–103. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-2-93-103>

Иноземцева Ольга Вячеславовна, кандидат технических наук, ведущий конструктор, КБ «СмартПроект», Российская Федерация, 105082, Москва, ул. Большая Почтовая, д. 26В, стр. 2; ORCID: 0000-0002-6608-7458, eLIBRARY SPIN-код: 2222-4326; olga.inozemtseva@yandex.ru

Иноземцев Вячеслав Константинович, доктор технических наук, профессор, кафедра «Строительные материалы, конструкции и технологии», Саратовский государственный технический университет имени Гагарина Ю.А., Российская Федерация, 410054, Саратов, ул. Политехническая, д. 77; ORCID: 0000-0003-2817-0426, eLIBRARY SPIN-код: 8384-7039; aditi2003@mail.ru

© Иноземцева О.В., Иноземцев В.К., 2022



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

Nonlinear and linear analysis of the overall stability of the load-bearing system of a high-rise building with a load-bearing trunk

Olga V. Inozemtseva¹✉, Vyacheslav K. Inozemtsev²

¹Construction Bureau “SmartProekt,” Moscow, Russian Federation

²Saratov State Technical University named after Yu.A. Gagarin, Saratov, Russian Federation

✉ olga.inozemtseva@yandex.ru

Article history

Received: January 21, 2022

Revised: March 22, 2022

Accepted: March 30, 2022

For citation

Inozemtseva O.V., Inozemtsev V.K. Nonlinear and linear analysis of the overall stability of the load-bearing system of a high-rise building with a load-bearing trunk. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022;18(2):93–103. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-2-93-103>

Abstract. The results of numerical calculations can and should be verified, but testing a complex and detailed computational model is problematic. This possibility is provided by simplified models represented by simple computational schemes that are available for qualitative analysis, and the numerical results obtained are predictable. Such calculation schemes, as a rule, describe individual calculation tasks facing designers. For example, linear stability analysis is offered by the American Institute of Steel Structures (AISC). One of these models is discussed. The model under consideration is based on a linear analysis of the stability of a cantilever rack, which can be considered as a simple model of the bearing trunk of a high-rise building. A comparison of critical loads based on nonlinear and linear analysis of the stability of the cantilever rack is carried out. It is concluded that the considered linear model makes it possible to obtain a preliminary estimate of the critical load to verify the results of computer calculations using more complex models of the general stability of the equilibrium of the bearing trunk of a high-altitude object.

Keywords: high-altitude object, general stability, testing of results, nonlinear stability model, linear stability model, critical load

Введение

Одной из проблем проектирования сложных уникальных объектов является создание их расчетной схемы. При этом имеет место стремление проектировщиков создавать как можно более сложные и детализированные расчетные схемы. Однако увеличение сложности и детализации расчетной схемы не увеличивает автоматически уверенность в правильности результатов ее численного анализа. Численная реализация расчетной схемы осуществляется с использованием компьютерных программ расчета. При этом может быть применен «двойной расчет», позволяющий получить численные результаты по двум компьютерным расчетным программам. Сопоставление двух результатов расчета, полученных по различным расчетным программам, позволяет обеспечить уверенность в правильной реализации расчетной схемы в программных комплексах, а не в достаточной адекватности расчетной схемы проектируемому высотному объекту. Таким образом, наряду с численным анализом сложных и детализированных расчетных схем необходимо получить результаты расчета, представленные простыми расчетными схемами, которые доступны для качественного анализа, а получаемые численные результаты предсказуемы. Такие расчетные схемы, как правило, описывают отдельные расчетные проблемы, стоящие перед проектировщиками. Для задачи общей устойчивости несущего ствола высотного здания часто используется модель консольной стойки [1–5]. Любая задача устойчивости, как известно, является нелинейной. Задача общей устойчивости стойки тоже решается с использованием нелинейного анализа устойчивости. Например, классический метод Релея – Ритца, применяемый для решения задач устойчивости, дает достаточно точное приближенное решение. К более точному результату приводит известная формула Тимошенко [6; 7].

Примером задач, решаемых проектировщиками, является устойчивость вертикального положения высотного объекта на деформируемом основании со сложными нелинейными свойствами, которые рассмотрены в [8–10]. Задача устойчивости высотного объекта против опрокидывания рассматривает грунтовые основания с односторонними связями (конструктивной нелинейностью). Заложили основу аналитической

Olga V. Inozemtseva, Candidate of Technical Sciences, leading designer, Construction Bureau “SmartProekt,” 26B Bolshaya Pochtovaya St, bldg 2, Moscow, 105082, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-6608-7458, eLIBRARY SPIN-code: 2222-4326; olga.inozemtseva@yandex.ru

Vyacheslav K. Inozemtsev, Doctor of Technical Sciences, Professor, Department of Building Materials, Structures and Technologies, Saratov State Technical University named after Yu.A. Gagarin, 77 Politekhnicheskaya St, Saratov, 410054, Russian Federation; ORCID: 0000-0003-2817-0426, eLIBRARY SPIN-code: 8384-7039; aditi2003@mail.ru

статики для таких систем авторы [11–13]. Согласно СП 63.13330.2012¹, при решении таких задач, получивших в проектной практике название «устойчивости положений», рекомендуется использовать простую расчетную схему, в которой конструктивная часть высотного здания принимается как жесткое недеформируемое тело. Нелинейность, связанная с проблемой устойчивости в этих задачах, называется статической нелинейностью. В задаче общей устойчивости несущей системы высотного здания ствольного типа нелинейную расчетную схему можно заменить расчетной схемой для линейного анализа устойчивости. На возможность линейного анализа устойчивости консольной стойки на основе простых расчетных процедур указывал Американский институт стальных конструкций (AISC)². Две такие расчетные процедуры описываются в [14]. В основе линейного анализа лежит допущение, которое позволяет заменить форму потери устойчивости консольной стойки формой изгиба стойки при нагружении поперечной нагрузкой. Для подобной замены необходимо предположить, что различие между формой выпучивания при потере устойчивости стойки и формой изгиба стойки при действии поперечной нагрузки не приведет к значительной погрешности при определении критической нагрузки. Вопросу проверки устойчивости конструкций расчетом по недеформируемой схеме уделено значительное внимание в Еврокоде 2 и Еврокоде 3³.

В статье дается численная оценка такой погрешности. Простая расчетная схема линейного анализа общей устойчивости здания ствольного типа позволит предварительно оценить величину критической нагрузки и при необходимости произвести корректировку сложной и детализированной расчетной схемы в соответствии с результатами линейного анализа устойчивости.

Методы и материалы

Простейшая расчетная схема для рассматриваемых задач устойчивости – консольная стойка, заземленная в опорном узле и нагруженная собственным весом (рис. 1).

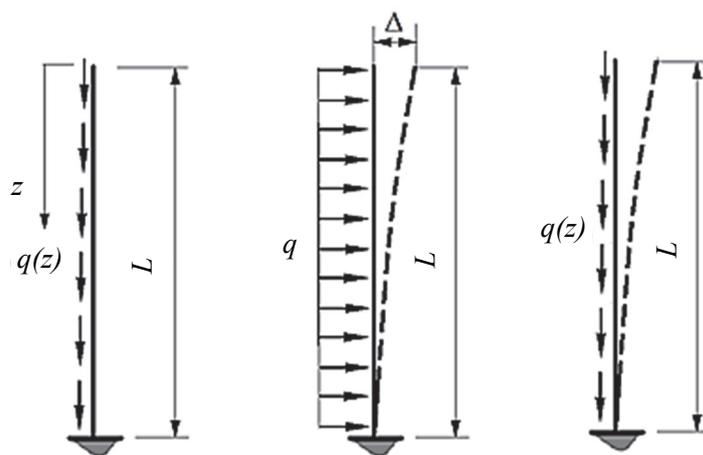


Рис. 1. Изгиб и форма потери устойчивости консольного стержня
Figure 1. Bending and the form of loss of stability of the cantilever rod

Задача устойчивости такой стойки описывается каноническим уравнением Бесселя, где искомой функцией является не поперечное перемещение, а угол поворота θ .

$$\frac{d^2\theta}{dt^2} + \frac{1}{t} \frac{d\theta}{dt} + \left[1 - \left(\frac{1}{3} \right)^2 \frac{1}{t^2} \right] \theta = 0. \quad (1)$$

¹ СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. М., 2013.

² AISC–88. Specification for structural steel buildings. Chicago: American Institute of Steel Construction, 1988; AISC-2005. Specification for structural steel building, ANSI/AISC 360–05. Chicago: American Institute of steel Construction, 2005. 519 p.

³ EN 1992-1-1. Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1–1. General – common rules for buildings and civil engineering structures. Brussels: CEN, 2005; EN 1993-1-6. Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1–6. Strength and stability of shell structures. Brussels: CEN, 2007.

Решение этого уравнения для граничных условий $\theta' = 0$ при $z = 0$ и $\theta = 0$ при $z = L$ имеет вид

$$(qH)_{kp} = 7,837EJ/L^2. \quad (2)$$

Таким образом, устойчивость несущей системы в виде ядра жесткости высотного здания рассматривается с позиций устойчивости Эйлера как консольный стержень, защемленный в основании.

При линейном анализе устойчивости используется расчетная схема в виде стойки нагруженной поперечной нагрузкой (рис. 1). Величина горизонтального перемещения вершины стойки ($\Delta = qL^4/(8EJ)$), используется при оценке величины критической нагрузки

$$P_{kp} = kqL^2/\Delta. \quad (3)$$

Ожидаемая погрешность этого значения критической нагрузки по сравнению с точным решением на основе уравнения Бесселя должна допускать возможность предварительной оценки величины критической нагрузки и сравнения ее с численными результатами реализации сложных, детализированных расчетных схем с использованием компьютерных программ расчета.

Результаты и обсуждение

В качестве модельного примера рассматривается устойчивость колонны консольного типа под действием собственного веса:

- высота колонны $L = 20$ м;
- нагрузка $q = 77,3125$ кН/м (рис. 1);
- момент инерции поперечного сечения (рис. 2) $J = 2,718$ м⁴;
- изгибная жесткость поперечного сечения $EJ = 107\,361,9$ кНм².

Решение этой задачи устойчивости хорошо известно как решение канонического уравнения Бесселя для критической нагрузки P_{kp} :

$$(qL)_{kp} = 7,837EJ/L^2. \quad (4)$$



Рис. 2. Стандартное поперечное сечение консольной стойки
Figure 2. Standard cross-section of the console rack

Таким образом, величина критической нагрузки колонны будет

$$P_{kp} = 7,837 \times 107\,361,9/400 = 2103,48 \text{ кН}. \quad (5)$$

Используем программный комплекс «Лира-САПР» при компьютерном расчете этой же задачи для определения конечно-элементного деления области интегрирования. Точность оценки критической нагрузки при высоте колонны 20 м достигается при уменьшении шагов разбиения h (табл. 1).

Как показывают расчеты (столбец 5, табл. 1) величина критической нагрузки с уменьшением шага разбиения h быстро сходится (рис. 3, а), погрешность численного расчета (столбец 6, табл. 1) по сравнению с аналитическим решением (2) быстро убывает (рис. 3, б).

Сопоставим полученные результаты расчета с линейным анализом устойчивости, рассматривая изгибную форму потери устойчивости состояния равновесия с прямолинейной вертикальной осью колонны.

$$P_{kp} = 0,95qL^2/\Delta = 0,95 \times 77,3125 \times 400/14,4 = 2039,88 \text{ кН}. \quad (6)$$

Погрешность оценки критической нагрузки линейного анализа устойчивости (3) по сравнению с аналитическим решением (2) составляет 3,02 %.

Таблица 1

Результаты расчета критической нагрузки на основе нелинейного анализа устойчивости

№	$h, \text{ м}$	$q, \text{ кН/м}$	k	$P_{кр} = kqL, \text{ кН}$	%
1	1	77,313	1,264	1954,398	7,088
2	0,5	38,656	1,311	2026,948	3,638
3	0,25	19,328	1,335	2064,754	1,841
4	0,125	9,664	1,348	2084,067	0,923
5	0,0625	4,832	1,354	2093,824	0,459
6	0,03125	2,416	1,357	2098,725	0,226
7	0,015625	1,208	1,358	2099,916	0,169
8	0,007813	0,604	1,358	2100,024	0,165

Table 1

Results of critical load calculation based on nonlinear stability analysis

No	$h, \text{ m}$	$q, \text{ kN/m}$	k	$P_{кр} = kqL, \text{ kN}$	%
1	1	77.313	1.264	1954.398	7.088
2	0.5	38.656	1.311	2026.948	3.638
3	0.25	19.328	1.335	2064.754	1.841
4	0.125	9.664	1.348	2084.067	0.923
5	0.0625	4.832	1.354	2093.824	0.459
6	0.03125	2.416	1.357	2098.725	0.226
7	0.015625	1.208	1.358	2099.916	0.169
8	0.007813	0.604	1.358	2100.024	0.165

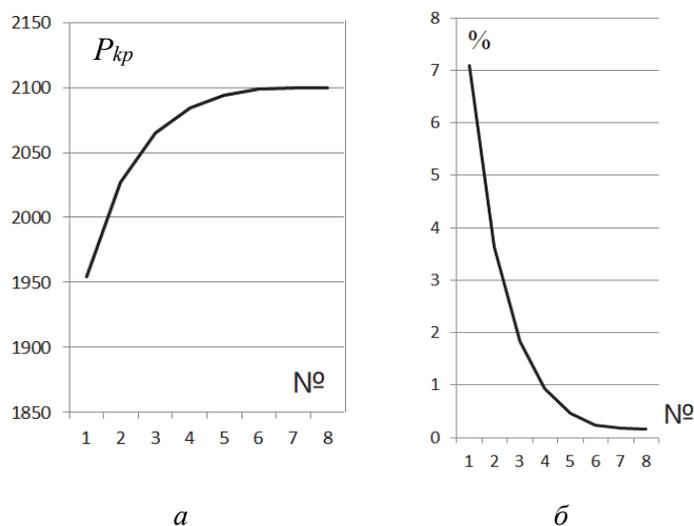


Рис. 3. Графики сходимости:
 а – величины критической нагрузки; б – погрешности при численном решении задачи устойчивости
Figure 3. Convergence graphs:
 а – the values of the critical load; б – errors in the numerical solution of the stability problem

Рассмотрим устойчивость колонны переменной изгибной жесткости при действии равномерно распределенной по высоте стойки вертикальной нагрузки. Изгибная жесткость представлена двумя величинами EJ_1 и EJ_2 , $L = h_1 + h_2$, где h_1 – участок высоты колонны с жесткостью EJ_1 , h_2 – с жесткостью EJ_2 ($EJ_1/EJ_2 = 0,355$) (рис. 4).

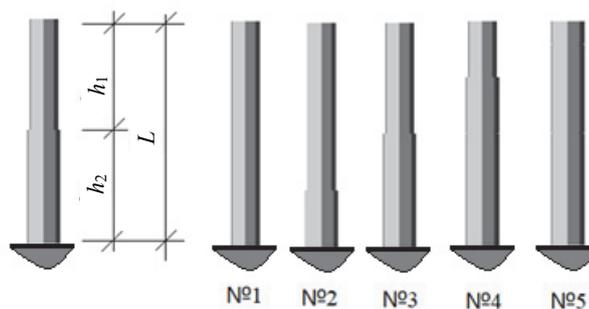


Рис. 4. Варианты расчетной схемы консольной стойки переменной изгибной жесткости
Figure 4. Variants of the design scheme of a cantilever rack of variable bending stiffness

В табл. 2 приведены результаты расчетов с различной величиной шага разбиения h , равной $L/40$ и $L/640$. В табл. 2 в столбце 1 результаты расчета критической нагрузки из решения бифуркационной задачи устойчивости, в столбце 2 результаты линейного анализа устойчивости колонны по (3). Процент расхождения результатов расчета от 2,58 до –6,43 %. На рис. 5 показаны зависимости критических нагрузок, полученных на основе нелинейного и линейного анализа устойчивости, от переменной (ступенчатой) изгибной жесткости стойки (рис. 4).

Таблица 2

Результаты нелинейного и линейного расчета критической нагрузки стойки переменной изгибной жесткости

№	h_1/h_2 , м/м	L/40			L/640		
		1, $P_{кр}$, кН	2, $P_{кр}$, кН	%	1, $P_{кр}$, кН	2, $P_{кр}$, кН	%
1	20/0	844,2	849,5	–0,623	874,1	849,6	2,801
2	15/5	1397,7	1520,1	–8,756	1495,9	1592,2	–6,432
3	10/10	2211,4	2150,3	2,763	2207,3	2150,3	2,586
4	5/15	2369,5	2377,8	–0,351	2454,4	2376,9	3,158
5	0/20	2379,4	2404,6	–1,059	2463,6	2394,7	2,800

Примечание: 1 – расчет критической нагрузки из решения бифуркационной задачи устойчивости; 2 – линейный анализ устойчивости колонны по (3).

Table 2

Results of nonlinear and linear calculation of the critical load of a rack of variable bending stiffness

No	h_1/h_2 , m/m	L/40			L/640		
		1, $P_{кр}$, кН	2, $P_{кр}$, кН	%	1, $P_{кр}$, кН	2, $P_{кр}$, кН	%
1	20/0	844.2	849.5	–0.623	874.1	849.6	2.801
2	15/5	1397.7	1520.1	–8.756	1495.9	1592.2	–6.432
3	10/10	2211.4	2150.3	2.763	2207.3	2150.3	2.586
4	5/15	2369.5	2377.8	–0.351	2454.4	2376.9	3.158
5	0/20	2379.4	2404.6	–1.059	2463.6	2394.7	2.800

Note: 1 – calculation of the critical load from the solution of the bifurcation stability problem; 2 – linear analysis of the stability of the column by (3).

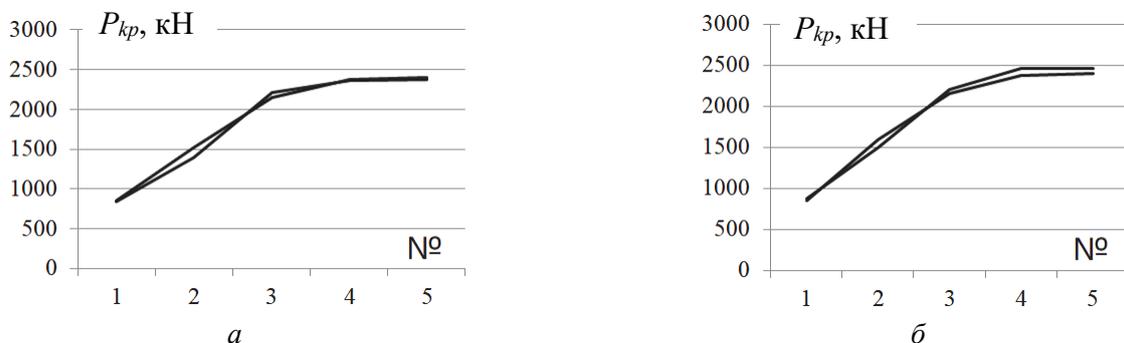


Рис. 5. Зависимости критических нагрузок, полученных на основе нелинейного и линейного анализа устойчивости, от переменной (ступенчатой) изгибной жесткости стойки

Figure 5. Dependences of critical loads obtained on the basis of nonlinear and linear stability analysis on the variable (stepwise) bending stiffness of the rack

Рассмотрим устойчивость стойки с постоянной изгибной жесткостью $EJ = 1,13 \times 10^{-4}$ кН/м² и переменной (ступенчатой) распределенной вертикальной нагрузкой $q_1 = 0,3$ кН/см, $q_2 = 0,4$ кН/см (рис. 5).

На рис. 6 показаны два варианта нагружения стойки. В табл. 3 приведены результаты расчета критических нагрузок для различных схем нагружения консольной стойки. В столбце 1 табл. 3 показана критическая нагрузка, полученная на основе нелинейного анализа устойчивости, в столбце 2 показана критическая нагрузка линейного анализа устойчивости.

Таблица 3

Результаты нелинейного и линейного расчета критической нагрузки стойки при различных вариантах нагружения

Варианты	Расчетные схемы, $EJ = 1,13 \times 10^{-4}$ кНм ²	1, $P_{кр}$, кН	2, $P_{кр}$, кН	3, %	
А	A1		872,90	849,65	2,66
	A2		909,18	890,36	2,07
	A3		943,46	921,66	2,31
	A4		985,46	945,31	4,07
	A5		961,67	921,66	4,16
	A6		922,89	903,30	2,12
	A7		872,90	849,65	2,66
Б	Б1		872,90	849,65	2,66
	Б2		817,79	804,06	1,68
	Б3		792,85	777,55	1,93
	Б4		783,44	771,57	1,51
	Б5		819,79	800,45	2,36
	Б6		845,73	823,61	2,62
	Б7		872,90	849,65	2,66

Примечание: 1 – нелинейный анализ устойчивости; 2 – линейный анализ устойчивости.

Table 3

Results of nonlinear and linear calculation of the critical load of the rack under various loading options

Variants	Calculation schemes, $EJ = 1,13 \times 10^{-4}$ кНм ²	1, $P_{кр}$, кН	2, $P_{кр}$, кН	3, %	
А	A1		872.90	849.65	2.66
	A2		909.18	890.36	2.07
	A3		943.46	921.66	2.31
	A4		985.46	945.31	4.07
	A5		961.67	921.66	4.16
	A6		922.89	903.30	2.12
	A7		872.90	849.65	2.66
Б	Б1		872.90	849.65	2.66
	Б2		817.79	804.06	1.68
	Б3		792.85	777.55	1.93
	Б4		783.44	771.57	1.51
	Б5		819.79	800.45	2.36
	Б6		845.73	823.61	2.62
	Б7		872.90	849.65	2.66

Note: 1 – nonlinear stability analysis; 2 – linear stability analysis.

На рис. 7 показано сравнение результатов расчета критической нагрузки для различных вариантов нагружения стойки на основе нелинейного и линейного анализа устойчивости.

Рассмотрим расчет устойчивости пространственного ядра жесткости, представленного вертикальной консольной пространственной стойкой с переменной по высоте изгибной жесткостью. Поперечное сечение стойки квадратное в плане показано на рис. 8, а. Сечение в расчетных схемах представлено двумя вариантами: первый вариант представлен сплошными линиями, во втором варианте добавлены элементы, показанные штриховыми линиями. Высота стойки 60 м, толщина стен стойки по высоте изменяется каждые 10 м и равна h_j (рис. 8, а). Другие характеристики: модуль упругости 39 500 кПа, коэффициент Пуассона 0,4, вес конструкционного материала 2,5 кН/м³.

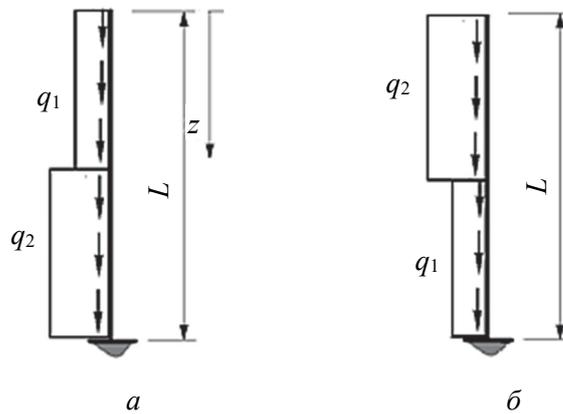


Рис. 6. Два варианта нагружения консольной стойки
Figure 6. Two options for loading the console rack

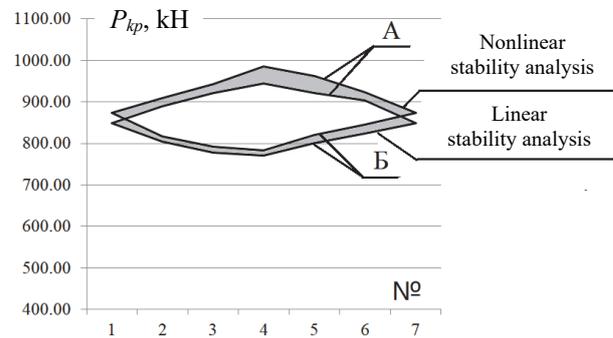
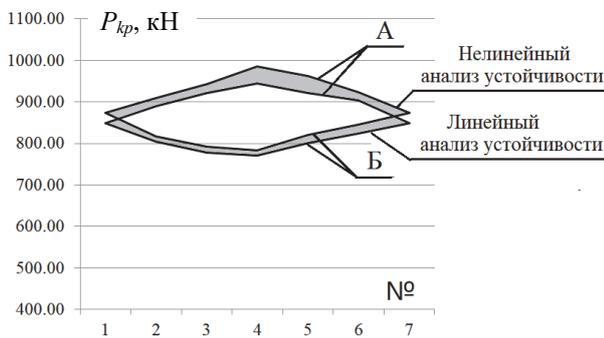


Рис. 7. Результаты расчета критической нагрузки для различных вариантов нагружения стойки на основе нелинейного и линейного анализа устойчивости

Figure 7. The results of the calculation of the critical load for various variants of the rack loading based on nonlinear and linear stability analysis

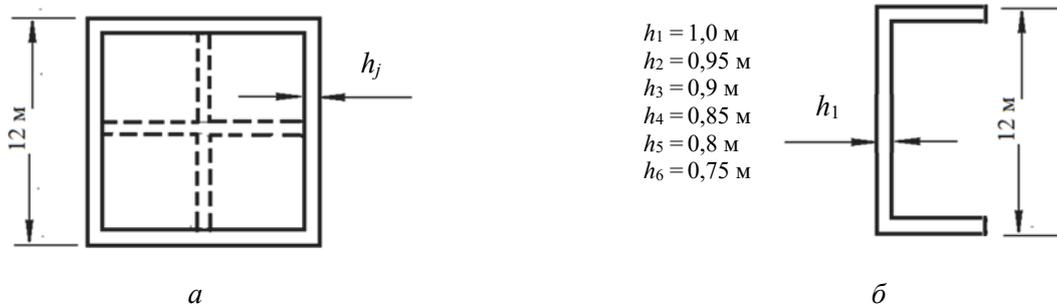


Рис. 8. Поперечные сечения расчетных схем консольной стойки
Figure 8. Cross-sections of the design schemes of the console rack

В этой задаче возникает вопрос о возможности как местной потери устойчивости, так и общей потери устойчивости изгибного типа. Вид потери устойчивости определяется гибкостью отдельных элементов стойки и гибкостью самой стойки. В качестве примера рассмотрим потерю устойчивости стойки с поперечным сечением первого варианта, стенки которого обладают значительной гибкостью.

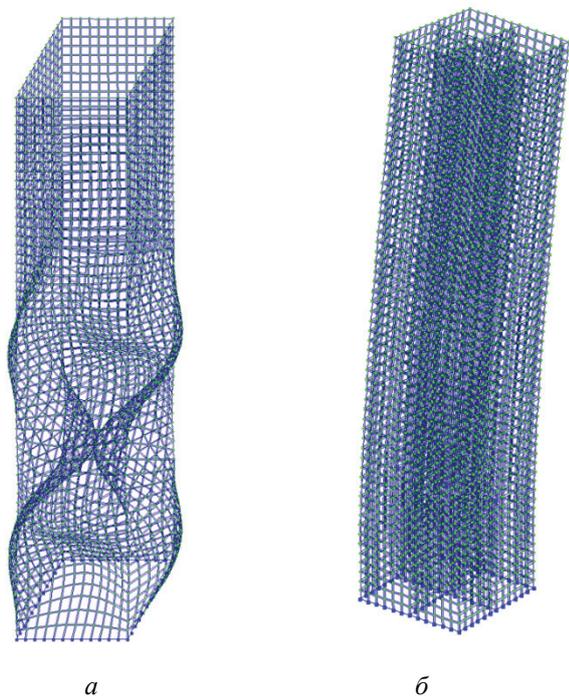


Рис. 9. Формы местной и общей потери устойчивости стойки изгибного типа
Figure 9. Forms of local and general loss of stability of the bending type strut

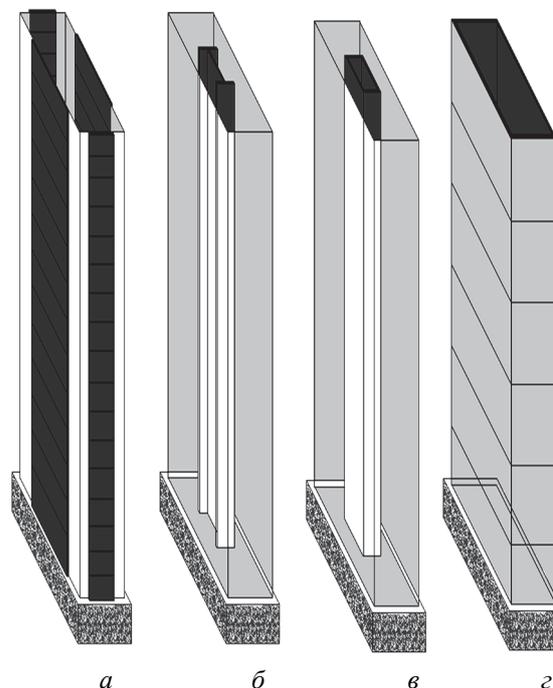


Рис. 10. Стандартные системы жесткости в основе конструкций высотных зданий:
a – с внешними несущими стенами, работающими на сдвиг;
б – с внутренними несущими стенами, работающими на сдвиг;
в – ствольного типа; *г* – трубного типа
Figure 10. Standard rigidity systems based on the structures of high-rise buildings:
a – with external load-bearing walls, working on the shift;
б – with internal load-bearing walls, working on the shift;
в – barrel type; *г* – tube type

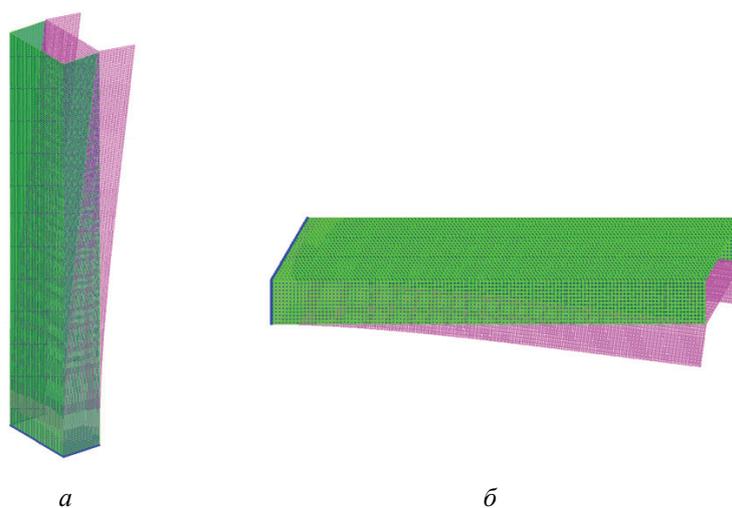


Рис. 11. Формы потери устойчивости стойки (*a*) и изгиба консольной балки (*б*)
Figure 11. Forms of rack stability loss (*a*) & bending of the cantilever beam (*б*)

Первая форма потери устойчивости стойки (местная потеря устойчивости) показана на рис. 9, *а*. Увеличение изгибной жесткости стен за счет введения в расчетную схему дополнительных элементов жесткости, показанных на рис. 7, *а* штриховыми линиями, приводит к изгибной форме потери общей устойчивости (рис. 9, *б*).

Нелинейный и линейный анализ общей устойчивости пространственного ядра жесткости рассмотрим на открытом профиле двутаврового поперечного сечения модельной стоки (рис. 8, *б*).

Здесь следует заметить, что профиль двутаврового поперечного сечения стойки является одной из стандартных системы жесткости в основе конструкций высотных зданий [15].

На рис. 10 показаны стандартные системы жесткости в основе конструкций высотных зданий.

Нелинейный анализ общей изгибной устойчивости имеет форму потери устойчивости, показанную на рис. 11, *а*.

Критическая нагрузка будет равна

$$P_{кр} = q_{кр}L = 126,9 \times 60 = 7611,5 \text{ кН.} \quad (7)$$

Результат линейного анализа устойчивости пространственного ядра жесткости, основанный на использовании формы изгиба консольной балки, нагруженной поперечной нагрузкой (рис. 11, *б*), дает критическую нагрузку следующего вида:

$$P_{кр} = 0,95qL^2/\Delta = 0,95 \times 24 \times 5,29 \times 3600 / 58,59 = 7410,89 \text{ кН.} \quad (8)$$

Таким образом, как можно было ожидать, погрешность линейного анализа устойчивости составляет 2,6 %.

Заключение

Приведенные в табл. 3 (столбец 3) результаты оценки погрешности линейного анализа устойчивости показывают, что погрешность в 16–25 раз больше по сравнению с классическими методами решения задач устойчивости. Так, методы Релея – Ритца и Галеркина в задачах устойчивости дают достаточно точные приближенные решения с погрешностью от +0,2 до +0,13 %. Однако проблема в данном случае не в методах получения приближенного решения задачи устойчивости, а в получении соответствующих точности применяемых методов значений исходных параметров расчетной схемы. На общую устойчивость несущей системы высотного здания оказывает влияние множество факторов. Это и расчетные характеристики нагружения, и неизменно присутствующий «разброс» прочности конструкционного материала и начальных геометрических несовершенств в виде неперпендикулярности, непрямолинейности, эксцентриситетов и перекосов крепления элементов и т. д. Большое влияние на общую устойчивость имеет грунтовое основание фундаментных конструкций высотного здания, которое также имеет большой «разброс» деформационных и прочностных характеристик. Следовательно, в каждом конкретном случае полученную погрешность линейного анализа устойчивости надо сопоставлять с допустимой погрешностью значений исходных параметров расчетной схемы высотного здания. Как показывают проведенные расчеты, линейная модель анализа устойчивости консольной стойки может входить в серию простых (инженерных) моделей, каждая из которых описывает отдельную характерную проблему расчета при проектировании того или иного сооружения. В данном случае линейная модель позволяет получить предварительную оценку критической нагрузки для тестирования результатов компьютерного расчета по более сложным моделям общей устойчивости равновесия несущего ствола высотного объекта.

Список литературы

1. Жесткова С.А., Иноземцев В.К. Бифуркационные задачи устойчивости, высотного объекта // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2016. № 4. С. 53–57.
2. Жесткова С.А., Иноземцева О.В., Иноземцев В.К. Деформации крена высотного объекта на деформируемой плите // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2017. № 2. С. 74–78.
3. Жесткова С.А., Иноземцева О.В., Иноземцев В.К., Редков В.И. Расчет общей устойчивости конструкций с высоко расположенным центром сил тяжести // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2017. № 5. С. 61–65. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2017-5-61-65>

4. Жесткова С.А., Иноземцев В.К. Общая устойчивость системы с высокорасположенным центром сил тяжести // Вестник Волжского регионального отделения Российской академии архитектуры и строительных наук. 2018. № 21. С. 156–159.
5. Иноземцева О.В., Иноземцев В.К., Муртазина Г.Р. Устойчивость против опрокидывания в практике проектирования высотных зданий // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 3. С. 228–247. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-3-228-247>
6. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Устойчивость равновесия конструкций и родственные проблемы. М.: СКАД СОФТ, 2010. 704 с.
7. Bazant Z.P., Cedolin L. Stability of structures: elastic, inelastic, fracture, and damage theories. Mineola: Dover Publications Inc., 2003.
8. Sadd M.H. Elasticity: theory, application and numerics. 4th ed. Academic Press, 2020. 624 p.
9. Patel A. Geotechnical investigations and improvement of ground conditions. 1st ed. Woodhead Publishing, 2019. 209 p.
10. Ratner L.W. Non-linear theory of elasticity and optimal design. 1st ed. Elsevier Science, 2003. 279 p.
11. Леви-Чивита Т., Амальди У. Теоретическая механика: в 4 т. Т. 1. Ч. 2. М., 1962.
12. Рабинович И.М. Вопросы теории статического расчета с сооружений с односторонними связями. М.: Стройиздат, 1975.
13. Schulz M., Pellegrino S. Equilibrium paths of mechanical systems with unilateral constraints. Part I. Theory // Proceeding of the Royal Society. Ser. A. 2000. Vol. 456. No 8. Pp. 2223–2242. <https://doi.org/10.1098/rspa.2000.0610>
14. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Устойчивость равновесия конструкций и родственные проблемы: в 3 т. М.: СКАД СОФТ, 2011. 400 с.
15. Энгель Х. Несущие системы / предисл. Р. Рапсона; пер. с нем. Л.А. Андреевой. М.: АСТ: Астрель, 2007. 344 с.

References

1. Zhestkova S.A., Inozemtsev V.K. Bifurcation problems of stability of high-rise buildings. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2016;(4):53–57. (In Russ.)
2. Zhestkova S.A., Inozemtseva O.V., Inozemtsev V.K. List's deformations of high-rise building on deformable slab. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2017;(2):74–78. (In Russ.)
3. Zhestkova S.A., Inozemtseva O.V., Inozemtsev V.K., Redkov V.I. Calculation of overall sustainability of structures with the high centre of gravity. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2017;(5):61–65. (In Russ.) <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2017-5-61-65>
4. Zhestkova S.A., Inozemtsev V.K. General stability of a system with a highly located center of gravity. *Bulletin of the Volga Regional Branch of the Russian Academy of Architecture and Building Sciences*. 2018;(21):156–159. (In Russ.)
5. Inozemtseva O.V., Inozemtsev V.K., Murtaзина G.R. Roll-over stability as a problem of high-rise buildings' designing. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(3):228–247. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-3-228-247>
6. Perelmuter A.V., Slivker V.I. *Stability of the equilibrium of structures and related problems*. Moscow: SCUD SOFT Publ.; 2010. (In Russ.)
7. Bazant Z.P., Cedolin L. Stability of structures: elastic, inelastic, fracture, and damage theories. Mineola: Dover Publications Inc., 2003.
8. Sadd M.H. *Elasticity: theory, application and numerics*. 4th ed. Academic Press, 2020.
9. Patel A. *Geotechnical investigations and improvement of ground conditions*. 1st ed. Woodhead Publishing, 2019.
10. Ratner L.W. *Non-linear theory of elasticity and optimal design*. 1st ed. Elsevier Science, 2003.
11. Levi-Civita T., Amaldi U. *Lezioni di meccanica razionale* (vol. 1, part 2). Bologna: Zanichelli; 1923.
12. Rabinovich I.M. *Questions of the theory of static analysis from structures with one-way connections*. Moscow: Stroiizdat Publ.; 1975. (In Russ.)
13. Schulz M., Pellegrino S. Equilibrium paths of mechanical systems with unilateral constraints. Part I. Theory. *Proceeding of the Royal Society. Ser. A*. 2000;456(8):2223–2242. <https://doi.org/10.1098/rspa.2000.0610>
14. Perelmuter A.V., Slivker V.I. *Equilibrium stability of structures and related problems* (vol. II). Moscow: SKAD SOFT Publ.; 2011. (In Russ.)
15. Engel H. Carrier systems (R. Rapson, Preface; L.A. Andreeva, Transl.). Moscow: AST Publ., Astrel Publ.; 2007. (In Russ.)

DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-2-104-110
УДК 539/3

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Вынужденные колебания разномодульной балки, находящейся на вязком эластичном основании

Н.С. Рзаев

Бакинский инженерный университет, Баку, Республика Азербайджан

✉ nrzayev@beu.edu.az

История статьи

Поступила в редакцию: 12 февраля 2022 г.

Доработана: 12 апреля 2022 г.

Принята к публикации: 20 апреля 2022 г.

Аннотация. Цели исследования – получение и решение уравнений вынужденных принудительных колебаний балок, изготовленных из разномодульных материалов и находящихся на вязком эластичном основании. Предполагается, что балка, оказывающая разное сопротивление растяжению и сжатию, непрерывная и неоднородная по толщине и длине, совершает вынужденные принудительные колебания под действием силы, изменяющейся по поперечно-гармоническому закону. При решении задачи учитывается сопротивление внешней среды. Поскольку уравнение движения является сложным дифференциальным уравнением с частными производными относительно изгиба, оно решается приближенными аналитическими методами. На первом этапе используется разложение на переменные, а на втором – метод ортогонализации Бубнова – Галеркина. Получены уравнения зависимости между круговой частотой и параметрами, характеризующими сопротивление внешней среды и неоднородность. Проведены вычисления для конкретных значений характеристических функций, приведены результаты в виде таблиц и кривых соответствующих зависимостей. Из уравнений видно, что при решении задач колебательного движения без учета сопротивления внешней среды и разномодульности допускаются серьезные ошибки. Вдобавок по мере увеличения значений параметров, определяющих неоднородность плотности, существенно меняется значение разности частот. Результаты могут быть использованы в отчетах по прочности, устойчивости и частотно-амплитудным характеристикам разномодульных балок, досок и цилиндрических покрытий с учетом сопротивления внешней среды.

Ключевые слова: растяжение, сжатие, изгиб, кручение, эластичность, круговая частота, колебание

Для цитирования

Рзаев Н.С. Вынужденные колебания разномодульной балки, находящейся на вязком эластичном основании // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. Т. 18. № 2. С. 104–110. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-2-104-110>

Forced oscillations of a multimodular beam on a viscous elastic base

Natig S. Rzayev

Baku Engineering University, Baku, Republic of Azerbaijan

✉ nrzayev@beu.edu.az

Article history

Received: February 12, 2022

Revised: April 12, 2022

Accepted: April 20, 2022

Abstract. The aims of the research are to obtain and to solve equations of forced oscillations of beams made of different modular materials and located on a viscous elastic base. It is assumed that the beam, which has different resistance to expansion and compression and which is continuous and heterogeneous by thickness and length,

Рзаев Натиг Самандар, доктор философии в области механики, доцент кафедры инженерной механики, Бакинский инженерный университет, Азербайджанская Республика, AZ0102, Баку, ул. Хасана Алиева, д. 120; ORCID: 0000-0002-1159-9296, Scopus Author ID: 1651513404465; nrzayev@beu.edu.az
Natig S. Rzayev, Doctor of Philosophy in Mechanics (PhD), Associate Professor of the Department of Engineering Mechanics, Baku Engineering University, 120 Hasan Aliyev St, Baku, AZ0102, Azerbaijan Republic; ORCID: 0000-0002-1159-9296, Scopus Author ID: 1651513404465; nrzayev@beu.edu.az

© Рзаев Н.С., 2022

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

performs forced oscillations under the action of a force that varies according to the cross-harmonic law. When solving the problem, the resistance of the environment is taken into account. Since the equation of motion is a complicated differential equation with partial derivatives with respect to bending, it is solved by approximate analytical methods. At the first stage, decomposition into variables is used, and at the second stage, the Bubnov – Galerkin orthogonalization method is used. Equations of dependence between the circular frequency and parameters characterizing the resistance of the external environment and heterogeneity are obtained. Calculations were carried out for the specific values of characteristic functions. Results are represented in the form of tables and curves of the corresponding dependencies. It is clear from the obtained equations that serious errors are made in solving problems of oscillating motion without taking into account the resistance of the environment and different modularity. In addition to this, as the values of parameters that determine the heterogeneity of the density increase, the value of the frequency difference changes significantly. The results can be used in reports on solidity, stability and gain-frequency characteristic of different modular beams, boards and cylindrical coatings, taking into account the resistance of the environment.

For citation

Rzayev N.S. Forced oscillations of a multi-modular beam on a viscous elastic base. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022;18(2):104–110. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-2-104-110>

Keywords: tension, compression, bending, torsion, elastic, frequently, vibration

Введение

В современное время балки, доски и покрытия из различных материалов находят широкое применение в возведении строительных комплексов, машиностроении, строительстве магистральных железнодорожных путей и многих других областях. В процессе эксплуатации они подвергаются воздействию различных внешних сил. Последние теоретические и экспериментальные исследования показывают, что физико-механические свойства многих материалов не подчиняются законам теорий классической упругости и пластичности, а связь между напряжением и деформацией зависит от вида нагрузки. Примерами являются некоторые виды чугуна, полимеры, композиты и ряд других материалов [1–8].

Одной из важнейших задач, стоящих сегодня перед исследователями-инженерами при вычислении прочности, устойчивости и частотно-амплитудных характеристик конструкций, является правильная оценка свойств материалов используемых конструктивных элементов и учет воздействия контактирующей окружающей среды, применение эффективных и проверенных математических методов решения.

С учетом вышеизложенного решение задачи и анализ полученных результатов создают ряд трудностей. А если их не учитывать, то могут быть допущены серьезные ошибки. С этой целью решается задача о вынужденных колебаниях балки, находящейся на вязком эластичном основании и оказывающей разное сопротивление растяжению и сжатию [9–12].

Постановка и решение задачи

Предполагается, что балка, оказывающая разное сопротивление растяжению и сжатию, совершает вынужденные колебания под действием силы, изменяющейся по поперечно-гармоническому закону. Поперечное сечение балки имеет две оси симметрии [13–15].

Сила поперечного воздействия подчиняется закону

$$P(x, t) = P_0(x) \sin \omega t. \quad (1)$$

А реакция вязкого упругого основания подчиняется закону

$$q(x, t) = C_1 W + C_2 \frac{\partial^2 W}{\partial t^2}, \quad (2)$$

где $P_0(x)$ – непрерывная функция; ω – частота; t – время; C_1, C_2 – характеристики основания; W – прогиб.

Нормальное напряжение по поперечному сечению балки распределяется по следующему закону:

$$\begin{aligned} \sigma &= E^+ (e - z\wp); \quad z \in S_1; \\ \sigma &= E^- (e - z\wp); \quad z \in S_2, \end{aligned} \quad (3)$$

где E^+, E^- – модули упругости при растяжении и сжатии; e, \wp – деформация и кривизна центральной линии соответственно.

Деформация, кривизна и граница z_0 нейтральной линии связаны выражением

$$e = z_0 \wp. \quad (4)$$

Уравнение равновесия (условие отсутствия продольной силы) записывается следующим образом:

$$\iint_S \sigma ds = \iint_{S_1} (e - z \wp) ds + \alpha \iint_{S_2} (e - z \wp) ds = 0. \quad (5)$$

Отсюда получаем

$$z_0 = \frac{\iint_{S_1} z ds + \alpha \iint_{S_2} z ds}{\iint_{S_1} ds + \alpha \iint_{S_2} ds} \wp. \quad (6)$$

Изгибающий момент M рассчитывается следующим образом:

$$M = E^+ \iint_S \sigma ds = \iint_{S_1} (e - z \wp) z ds + \iint_{S_2} (e - z \wp) z ds. \quad (7)$$

Учитывая (5) в (7), выражение изгибающего момента пишется как

$$\frac{M}{E^+ \wp} = \frac{\left(\iint_{S_1} z ds + \alpha \iint_{S_2} z ds \right)^2}{\iint_{S_1} ds + \alpha \iint_{S_2} ds} - \left[\iint_{S_1} z^2 ds + \alpha \iint_{S_2} z^2 ds \right]. \quad (8)$$

Примем следующие обозначения:

$$K = \frac{1}{J_p} \frac{\left(\iint_{S_1} z ds + \alpha \iint_{S_2} z ds \right)^2}{\iint_{S_1} ds + \alpha \iint_{S_2} ds} - \left[\iint_{S_1} z^2 ds + \alpha \iint_{S_2} z^2 ds \right], \quad (9)$$

где J_p – момент инерции поперечного сечения одномодульной балки.

Если обозначить через M_0 значение изгибающего момента для одномодульной балки, то значение изгибающего момента для однородной по высоте балки можно выразить следующим образом:

$$M = M_0 K(S_1, S_2). \quad (10)$$

Если балка неоднородна по длине, то выражение (10) запишется так

$$M = M_0 K(S_1, S_2) f(x). \quad (11)$$

Предполагается, что функция $f(x)$ является непрерывной функцией, включая производную второго порядка ($M = M_0 K(S_1, S_2)$; $E^+ = E_0^+ f(x)$; $\rho = \rho_0 \psi(x)$).

Уравнение движения записывается следующим образом:

$$M_0 K(S_1, S_2) \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[f(x) \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \right] + C_1 W + C_2 \frac{\partial^2 W}{\partial t^2} + \rho_0 \psi(x) \frac{\partial^2 W}{\partial t^2} = P(x) e^{i\omega t} \quad (12)$$

или

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[f(x) \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \right] + \bar{C}_1 W + \bar{C}_2 \frac{\partial^2 W}{\partial t^2} + \bar{\rho}_0 \psi(x) \frac{\partial^2 W}{\partial t^2} = P(x) e^{i\omega t}. \quad (13)$$

Поскольку уравнение (13) сложное, его точное решение можно получить для однородной балки. В этом случае уравнение (13) записывается следующим образом:

$$\frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + \bar{C}_1 W + \bar{C}_2 \frac{\partial^2 W}{\partial t^2} + \bar{\rho}_0 \frac{\partial^2 W}{\partial t^2} = P(x) e^{i\omega t}. \quad (14)$$

Если, используя метод разложения на переменные, произвести замену $W = V(x) e^{i\omega t}$, то уравнение (14) упрощается:

$$\frac{d^4 V}{dx^4} - n^4 V = P(x). \quad (15)$$

Здесь $n^4 = [\bar{C}_1 - \omega^2 (\bar{C}_2 + \bar{\rho}_0)]$.

Задавая закон распределения $P(x)$, найдем решение (15) в виде

$$V = V_0 + V_x. \quad (16)$$

Это нетрудно решить: V_0 – общее, а V_x – частное решение однородного уравнения.

Найдем решение уравнения (14), используя метод разложения на переменные и метод ортогонализации Бубнова – Галеркина. Найдем функцию сгиба в виде

$$W = V(x) e^{i\omega t} \quad (17)$$

и, если записать ее значение в уравнение движения, получим следующее уравнение ($P = P_0 \sin \frac{\pi}{l} x$):

$$f(x) \frac{d^4 V}{dx^4} + 2f'(x) \frac{d^3 V}{dx^3} + 2f''(x) \frac{d^2 V}{dx^2} + \bar{C}_1 V - \omega^2 (\bar{C}_2 + \rho_0 \psi(x)) V - P_0 \sin \frac{\pi x}{l} = 0. \quad (18)$$

В первом приближении, если записать условие ортогонализации для балки, концы которой закреплены в шарнирах ($V = \sin \pi \bar{x}$; $f(x) = 1 + \varepsilon \bar{x}$; $\psi(\bar{x}) = 1 + \mu \bar{x}$):

$$\int_0^1 \left[\left(\frac{\pi}{l} \right)^4 (1 + \varepsilon \bar{x}) \sin \pi \bar{x} - 2\varepsilon l^{-1} \cos \pi \bar{x} + \bar{C}_1 \sin \pi \bar{x} - \omega^2 (\bar{C}_2 + \rho_0 (1 + \mu \bar{x})) V - P_0 \sin \pi \bar{x} \right] = 0. \quad (19)$$

Принимая во внимание

$$\int_0^1 \sin^2 \pi \bar{x} dx = \frac{1}{2}; \quad \int_0^1 \bar{x} \sin^2 \pi \bar{x} dx = \frac{1}{4}; \quad \int_0^1 \sin 2\pi \bar{x} dx = 0;$$

$$\left(\frac{\pi}{l} \right)^4 (1 + 0,5\varepsilon) + \bar{C}_1 - \omega^2 [\bar{C}_2 + \rho_0 (1 + 0,5\mu)] - \bar{P}_0 = 0. \quad (20)$$

Следовательно, можем писать

$$\omega^2 = \frac{\left(\frac{\pi}{l}\right)^4 (1 + 0,5\varepsilon) + \bar{C}_2 - \bar{P}_0}{\bar{C}_2 + \rho_0 (1 + 0,5\mu)}. \quad (21)$$

При $\bar{P}_0 = 0$ получим решение свободных колебаний:

$$\omega_0^2 = \frac{\left(\frac{\pi}{l}\right)^4 (1 + 0,5\varepsilon) + \bar{C}_2}{\bar{C}_2 + \rho_0 (1 + 0,5\mu)}. \quad (22)$$

Запишем выражения (21) и (22) следующим образом:

$$\Delta = \omega_0^2 - \omega^2 = \frac{\bar{P}_0}{\bar{C}_2 + \rho_0 (1 + 0,5\mu)} \quad (23)$$

или

$$\Delta = \frac{\bar{P}_0 \rho_0^{-1}}{\bar{C}_2 \rho_0^{-1} + (1 + 0,5\mu)}. \quad (24)$$

Если балка находится на основании Винклера, то выражение (24) имеет следующий вид:

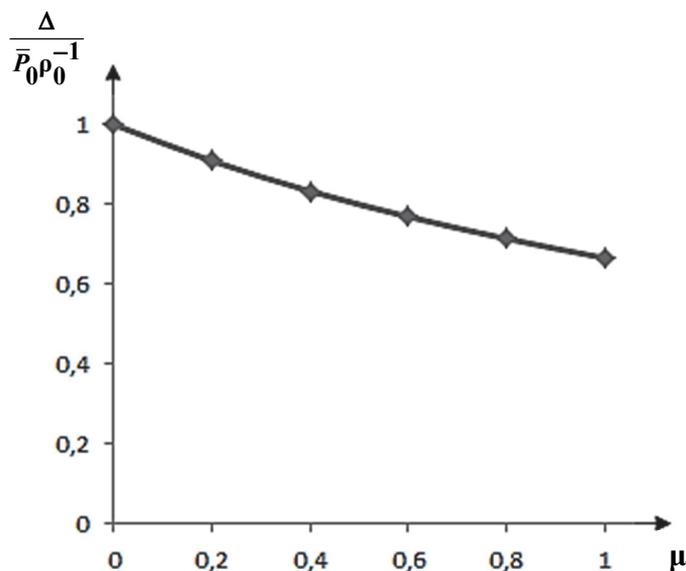
$$\Delta = \frac{\bar{P}_0 \rho_0^{-1}}{1 + 0,5\mu}; \quad \frac{\Delta}{\bar{P}_0 \rho_0^{-1}} = \frac{1}{1 + 0,5\mu}. \quad (25)$$

Отчет представлен в таблице и на рисунке.

Вычисленные значения отношения $\frac{\Delta}{\bar{P}_0 \rho_0^{-1}}$ по параметру μ , характеризующему неоднородности

Calculated values of the ratio $\frac{\Delta}{\bar{P}_0 \rho_0^{-1}}$ according to the parameter μ characterizing the heterogeneity

μ	$\frac{\Delta}{\bar{P}_0 \rho_0^{-1}}$
0	1
0,2	0,909
0,4	0,833
0,6	0,769
0,8	0,714
1	0,666



Зависимость между разностью частот и параметром, характеризующим неоднородность
Dependence between the frequency difference and the parameter characterizing the heterogeneity

Заключение

Получены уравнения зависимости между круговой частотой и параметрами, характеризующими сопротивление внешней среды и неоднородность. Проведены вычисления для конкретных значений характеристических функций, приведены результаты в виде таблиц и кривых соответствующих зависимостей. Из полученных уравнений видно, что при решении задач колебательного движения без учета сопротивления внешней среды и разномодульности допускаются серьезные ошибки. Вдобавок по мере увеличения значений параметров, определяющих неоднородность плотности, существенно меняется значение разности частот.

Полученные результаты могут быть использованы в отчетах по прочности, устойчивости и частотно-амплитудным характеристикам разномодульных балок, досок и цилиндрических покрытий с учетом сопротивления внешней среды.

Список литературы

1. Толоконников Л.А. О связи между напряжениями и деформациями в разномодульных изотропных средах // Инженерный журнал. МТТ. 1968. № 6. С. 108–110.
2. Новацкий В. Динамика сооружений. М.: Госстройиздат, 1963. 376 с.
3. Gadjeiev V.D., Rzaev N.S. Lateral oscillations of a beam made of multi-modulus material lying on inhomogeneous visco-elastic foundation // Transaction of NAS of Azerbaijan. 2014. Vol. XXXIV. No. 1. Pp. 125–130.
4. Gadjeiev V.D., Rzaev N.S. Oscillations of a nonhomogeneous different modulus beam with a load moving on it situated on nonhomogeneous viscoelastic foundation // Transaction of NAS of Azerbaijan. 2013. Vol. XXXIII. No. 4. Pp. 133–138.
5. Рзаев Н.С. Свободное колебание неоднородного разномодульного стержня, лежащего на двухконстантов основании // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2016. № 6. С. 38–43.
6. Рзаев Н.С. Об устойчивости плоской формы изгиба балок, изготовленных из материала разносопротивляющихся и сжатию // Elmi əsərlər. 2016. Cild 1. № 3. С. 172–176.
7. Рзаев Н.С. К устойчивости упругопластического стержня, лежащего на неоднородно упругом основании // Nəzəri və tətbiqi mexanika jurnalı. 2014. № 2. С. 132–137.
8. Пастернак П.Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов поете. М.: Сройиздат, 1954. 89 с.
9. Markin A.A., Sokolova M.Yu. Constitutive relations of nonlinear thermoelasticity of anisotropic bodies // Journal of Applied Mechanics and Technical Physics. 2003. Vol. 44. Issue 1. Pp. 141–145. <https://doi.org/10.1023/A:1021702418574>
10. Arbeloda-Monsalve L.G., Zapata-Medina D.G., Aristizabal-Ochoa J.D. Timoshenko beam-column with generalized end conditions on elastic foundation: dynamic-stiffness matrix and load vector // Journal of Sound and Vibration. 2008. Vol. 310. Pp. 1057–1079.

11. Zhaohua F., Cook R.D. Beam elements on two-parameter elastic foundations // *Journal of Engineering Mechanics*. 1983. Vol. 109. Pp. 1390–1402.
12. Sofiyev A.H., Omurtag M.H., Schnack E. The vibration and stability of orthotropic conical shells with non-homogeneous material properties under a hydrostatic pressure // *Journal of Sound and Vibration*. 2009. Vol. 319. Pp. 963–983.
13. Гасымов Г.М., Рзаев Н.С. Поперечное колебание стержня, лежащего на неоднородно вязкоупругом основании // *Elmi əsərlər*. 2013. Cild 1. № 3. С. 41–45.
14. Гаджиев В.Д. Собственное колебание ортотропной круговой пластинки, лежащей на неоднородно вязкоупругом основании // *Вестник современной науки*. 2016. № 5. С. 20–24.
15. Гасымов Г.М. О свободном колебании непрерывно неоднородной прямоугольной пластинки, лежащей на неоднородно вязкоупругом основанных конструкций и сооружений // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2017. № 5. С. 14–19.

References

1. Tolokonnikov L.A. On the relationship between tensions and deformations in different modular isotropic medium. *Engineering Journal of Solid Mechanics*. 1968;(6):108–110. (In Russ.)
2. Novatsky V. *Dynamics of constructions*. Moscow; 1963. (In Russ.)
3. Gadjiev V.D., Rzayev N.S. Lateral oscillations of a beam made of multi-modulus material lying on inhomogeneous visco-elastic foundation. *Transaction of NAS of Azerbaijan*. 2014;XXXIV(1):125–130. (In Russ.)
4. Gadjiev V.D., Rzayev N.S. Oscillations of a nonhomogeneous different modulus beam with a load moving on it situated on nonhomogeneous viscoelastic foundation. *Transaction of NAS of Azerbaijan*. 2013;XXXIII(4):133–138. (In Russ.)
5. Rzaev N.S. A free oscillation of an heterogeneous different modular rod lying on a base of two constants. *Building Mechanics of Engineering Structures and Constructions*. 2016;(6):38–43. (In Russ.)
6. Rzaev N.S. On the stability of the flat shape of the bending of beams made of materials with different resistance to compression. *Scientific Notes*. 2016;1(3):172–176. (In Russ.)
7. Rzaev N.S. On the stability of an elastic-plastic rod lying on a heterogeneous elastic base. *Journal of Theoretical and Applied Mechanics*. 2014;(2):132–137. (In Russ.)
8. Pasternak P.L. *Fundamentals of a new method for calculating the foundations on elastic base by means of two coefficients of poete*. Moscow: Sroyizdat Publ.; 1954. (In Russ.)
9. Markin A.A., Sokolova M.Yu. Constitutive relations of nonlinear thermoelasticity of anisotropic bodies. *Journal of Applied Mechanics and Technical Physics*. 2003;44(1):141–145. <https://doi.org/10.1023/A:1021702418574>
10. Arbeloda-Monsalve L.G., Zapata-Medina D.G., Aristizabal-Ochoa J.D. Timoshenko beam-column with generalized end conditions on elastic foundation: dynamic-stiffness matrix and load vector. *Journal of Sound and Vibration*. 2008;310:1057–1079.
11. Zhaohua F., Cook R.D. Beam elements on two-parameter elastic foundations. *Journal of Engineering Mechanics*. 1983;109:1390–1402.
12. Sofiyev A.H., Omurtag M.H., Schnack E. The vibration and stability of orthotropic conical shells with non-homogeneous material properties under a hydrostatic pressure. *Journal of Sound and Vibration*. 2009;319:963–983.
13. Gasymov G.M., Rzaev N.S. Transverse oscillation of the rod lying on a heterogeneous viscous-elastic base. *Scientific Notes*. 2013;1(3):41–45. (In Russ.)
14. Gadjiev V.D. A natural oscillation of the orthotropic circular plate lying on a heterogeneous viscous-elastic base. *Bulletin of Modern Science*. 2016;(5):20–24. (In Russ.)
15. Gasymov G.M. On a free oscillation of a continuous heterogeneous rectangular plate lying on structures and constructions with a heterogeneous viscous elastic bases. *Building Mechanics of Engineering Structures and Constructions*. 2017;(5):14–19. (In Russ.)



DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-2-111-139
УДК 624.072.2.014

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Оптимизация швеллерных и двутавровых гнутозамкнутых профилей с перфорированными стенками

А.С. Марутян 

Пятигорский институт (филиал) Северо-Кавказского федерального университета, Пятигорск, Российская Федерация
✉ al_marut@mail.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 20 октября 2021 г.
Доработана: 20 февраля 2022 г.
Принята к публикации: 28 февраля 2022 г.

Для цитирования

Марутян А.С. Оптимизация швеллерных и двутавровых гнутозамкнутых профилей с перфорированными стенками // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. Т. 18. № 2. С. 111–139. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-2-111-139>

Аннотация. В представленном исследовании продолжается оптимизация швеллерных и двутавровых гнутозамкнутых профилей (ГЗП) с трубчатými полками и перфорированными стенками из листового проката как равных, так и разных толщин. Такие профили предназначены для легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК), отличающихся улучшенными технико-экономическими показателями и массовым спросом в промышленно-гражданском строительстве, что подтверждает актуальность их дальнейшей проработки. Цель исследования – показать, что характеристики ЛСТК можно дополнительно улучшить при помощи формообразования профилей, сочетающего в составном сечении прямые и круглые очертания замкнутых и открытых контуров, включая их перфорирование. Посредством опытно-конструкторских проработок, решения оптимизационных задач и вариантного проектирования ГЗП уточнены их расчетные сечения с максимальным запасом прочности на изгиб при минимальной массе. Оригинальность технических решений подтверждена патентной экспертизой. Швеллерный ГЗП обладает экстремальными массой и прочностью при относительной высоте вырезов в стенке $1/1,87$ и отношении размеров ширины и высоты $1/4,32$. Когда толщина полок в 2 раза больше толщины стенки, прочность и масса двутаврового ГЗП экстремальны при относительной высоте вырезов $1/1,23$ и отношении размеров $1/4,17$, а когда толщина полок составляет 0,6 толщины стенки, прочность и масса ГЗП экстремальны при высоте вырезов $1/1,73$ и отношении размеров $1/5,22$. Если толщины полок и стенки равны, то прочность и масса ГЗП экстремальна при высоте вырезов $1/1,46$ и отношении размеров $1/3,17$.

Ключевые слова: стержневые конструкции, тонкостенные конструкции, гнутозамкнутые профили, перфорированные стенки, зубчатые крепления, оптимизация сечений, расчет оптимальных параметров

Марутян Александр Суменович, кандидат технических наук, доцент, преподаватель, ведущий научный сотрудник, Пятигорский институт (филиал) Северо-Кавказского федерального университета, Российская Федерация, 357500, Пятигорск, пр-кт 40 лет Октября, д. 56; ORCID: 0000-0001-5464-5929, Scopus Author ID: 57194604628, eLIBRARY SPIN-код: 8528-9956; al_marut@mail.ru

© Марутян А.С., 2022



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

Optimization of channels and I-shaped bended closed profiles with perforated walls

Alexander S. Marutyan 

Pyatigorsk Institute (branch) of the North Caucasus Federal University, Pyatigorsk, Russian Federation

✉ al_marut@mail.ru

Article history

Received: October 20, 2021

Revised: February 20, 2022

Accepted: February 28, 2022

Abstract. The article presents a continuation of the optimization of channel and I-shaped bended closed profiles (BCP) with tubular flanges and perforated walls made of rolled sheet products of both equal and different thicknesses. Such profiles are designed for light steel thin-walled structures (LSWS), which are distinguished by improved technical and economic indicators and mass demand in industrial and civil construction, which confirms the relevance of their further development. The purpose of the study is to show that the characteristics of LSWS can be further improved by shaping profiles, combining straight and round outlines of closed and open contours in a composite section, including their perforation. Through experimental design studies, solving optimization problems and variant design of the BCP, their design sections with a maximum margin of bending strength with a minimum mass have been refined. The originality of technical solutions is confirmed by patent examination. The channel BCP has extreme weight and strength with a relative height of cutouts in the wall of 1/1.87 and a ratio of width and height dimensions of 1/4.32. When the thickness of the shelves is 2 times the wall thickness, the strength and mass of the I-shaped BCP are extreme at a relative height of cutouts of 1/1.23 and a ratio of dimensions of 1/4.17, and when the thickness of the shelves is 0.6 of the wall thickness, the strength and mass of the BCP are extreme with a cutout height of 1/1.73 and a size ratio of 1/5.22. If the thicknesses of the shelves and the wall are equal, then the strength and mass of the BCP is extreme at a cutout height of 1/1.46 and a size ratio of 1/3.17.

Keywords: rod structures, thin-walled structures, bent-closed profiles, perforated walls, toothed fasteners, optimization of cross sections, calculation of optimal parameters

For citation

Marutyan A.S. Optimization of channels and I-shaped bended closed profiles with perforated walls. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022;18(2):111–139. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-2-111-139>

Введение

Двутавровые профили и их различные модификации весьма обоснованно считают конструктивной формой номер один, которую продолжают непрерывно совершенствовать в режиме реального времени [1; 2. С. 28–39; 3–8]. Так, совсем недавно в практике отечественного строительства впервые принят стандартизированный сортамент стальных двутавровых сварных балок (введен 1 января 2021 г.)¹, что вполне может послужить примером и образцом в случае разработки такого же сортамента для перфорированных балок (перфобалкам). Их конструктивно-компоновочное оформление отличается значительным разнообразием, определяемым способом разрезки стенки (рис. 1).

К одному из первых применений перфорированных конструкций относится мост в Чикаго (США), построенный в 1910 г. В СССР в конце 1930-х и начале 1940-х гг. идея использования перфобалок в строительных конструкциях была предложена и разрабатывалась Ленинградским бюро «Проектстальконструкция» [2. С. 40–41]. Позднее весьма широкое распространение получили перфобалки с шестиугольными вырезами, так как технология разрезки по зигзагообразной линии была и по сей день остается самой простой и, как следствие, безотходной [9]. За рубежом они получили название *castellated beams* по

Alexander S. Marutyan, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, teacher, leading researcher, Pyatigorsk Institute (branch) of the North Caucasus Federal University, 56 Prospekt 40 let Oktyabrya, Pyatigorsk, 357500, Russian Federation; ORCID: 0000-0001-5464-5929, Scopus Author ID: 57194604628, eLIBRARY SPIN-code: 8528-9956; al_marut@mail.ru

¹ ГОСТ Р 58966–2020. Балки стальные двутавровые сварные. Технические условия. Сортамент. М.: Стандартинформ, 2020. 32 с.

зубчатому очертанию реза, напоминающему стену средневекового замка. Дальнейшее совершенствование технологии обеспечило изготовление перфобалок с круглыми вырезами, она перестала быть безотходной, но осталась весьма близкой к этому. За рубежом их стали называть cellular beams (ячеистые балки) [10]. Более значительные отходы неизбежны при изготовлении перфобалок из гнутых швеллеров с одинарной симметрией сечения (monosymmetric) и таких же двутавров с двойной симметрией сечения (doubly symmetric) (рис. 2)² [11] для легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК), где основным конструкционным материалом служат гнутые профили и профилированные листы из оцинкованного листового проката разных толщин не более 4 мм [12].

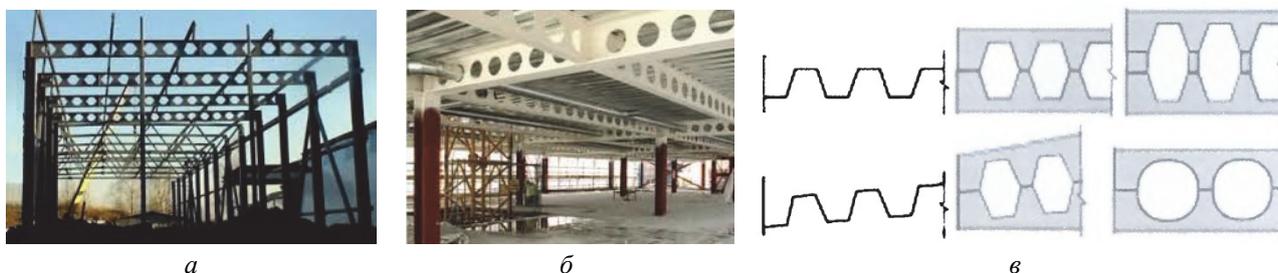


Рис. 1. Снимки перфобалок с шестиугольными (а), круглыми (б) вырезами и схемы их компоновки (в)
Figure 1. Pictures of perforated beams with hexagonal (a), round (b) cutouts and their layout (c)

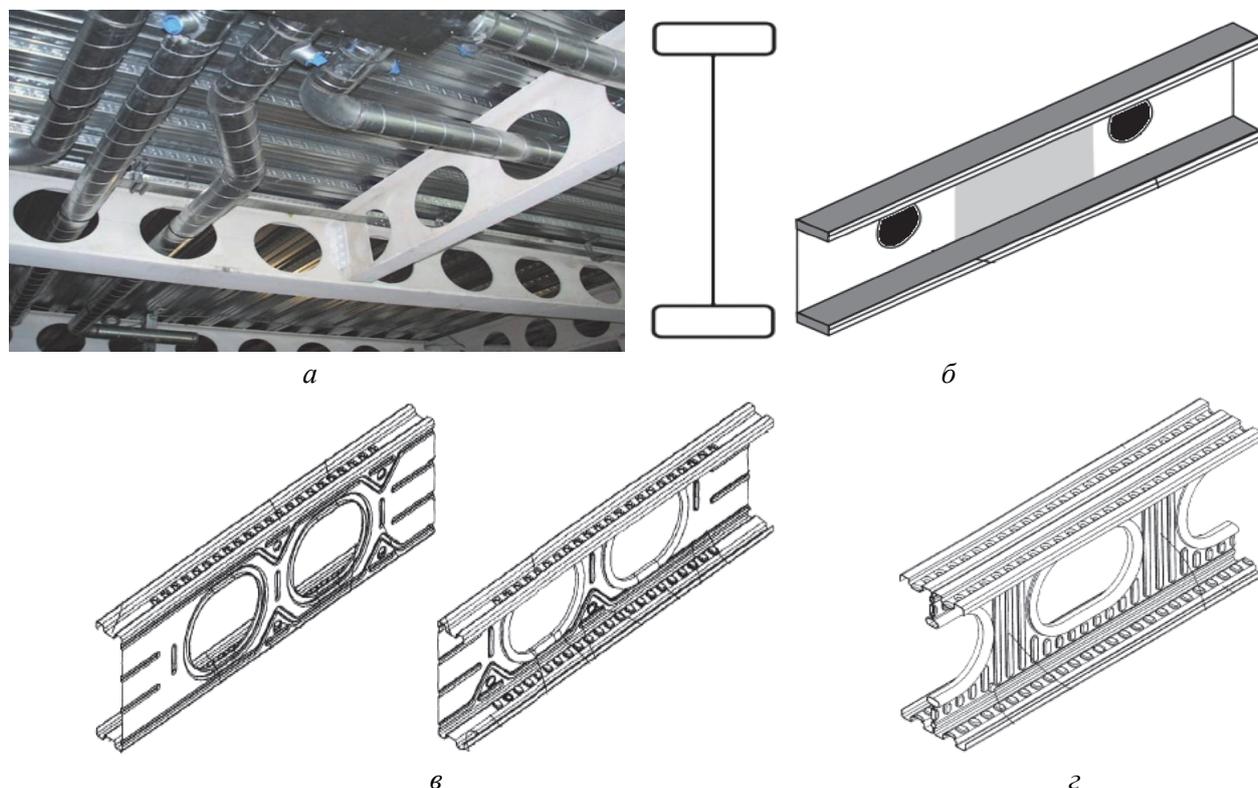


Рис. 2. Снимок перфобалок из гнутых профилей (а) и схемы их формообразования (б, в, г)
Figure 2. Pictures of perforated beams from bent profiles (a) and a diagram of their shaping (b, c, d)

Экспериментальные исследования опытных образцов гнутых профилей с одинарной симметрией сечения (monosymmetric), включая швеллерных и С-образных термопрофилей, а также их сравнение с конечно-элементным (цифровым) моделированием (рис. 3) показали, что перфорирование стенок или полок сопровождается соразмерным ростом редуцирования расчетных сечений ЛСТК [13–15]. Поэтому сдержать такой рост, а заодно и минимизировать отходы можно, если технологические операции по вырезанию отверстий всевозможных очертаний дополнить соответствующими операциями по формообра-

² European Patent Specification No EP2609259B1. Cold formed stud / Irving S. 18.03.2020. Bulletin 2020/12.

зованию различных элементов жесткости, например фрагментами продольного и/или поперечного гофрирования (рис. 2, в, з). Для достижения этих целей вполне применимы ферменные (решетчатые), безраскосные, трубчатые, замкнутые и другие конструктивно-компоновочные решения (рис. 4)³. Из целого ряда аналогичных решений практический интерес представляет модифицированный профиль марки «Атлант», детальная проработка которого допускает его использование в качестве основы для каркасно-монолитной конструкции (рис. 5)⁴ [16].

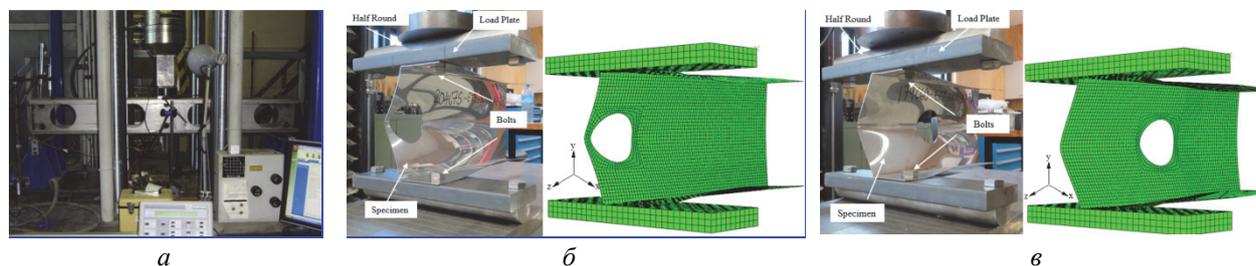


Рис. 3. Снимки и мозаики цифровых моделей опытных образцов профилей с перфорированными стенками: а – общий вид; б – вид образца с крайним вырезом; в – вид образца с промежуточным вырезом

Figure 3. Pictures and mosaics of digital models of prototypes of profiles with perforated walls: а – general view; б – view of the sample with an extreme cut; в – view of the sample with an intermediate cut

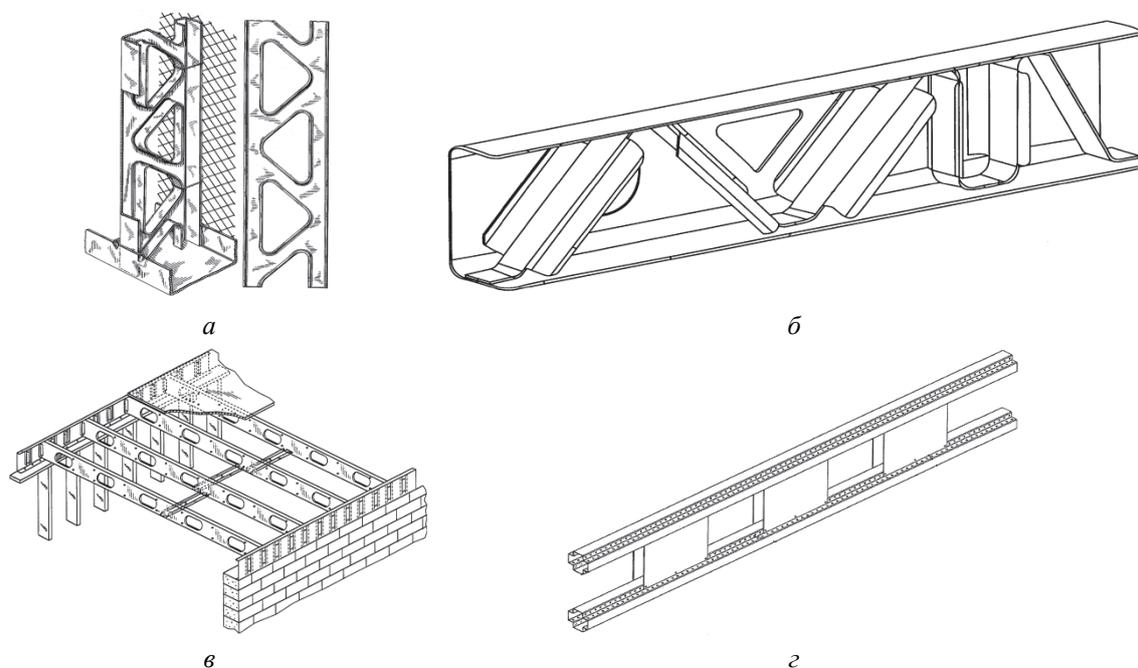


Рис. 4. Схемы гнутых профилей с перфорированными стенками (полками) и элементами жесткости

Figure 4. Schemes of bent profiles with perforated walls (shelves) and stiffeners

Обобщая вышесказанное, необходимо учесть, что в настоящее время и в обозримой перспективе разработка и исследование, проектирование и внедрение ЛСТК актуальны, востребованы и продолжают постоянно обновляться в режиме реального времени для использования в массовом промышленном и гражданском строительстве, включая жилые объекты разной этажности [17–22]. Этим можно объяснить тот факт, что по заказу Ассоциации развития стального строительства разработан новый учебник по металлическим конструкциям для вузов, в первой части которого отражены ЛСТК и основные положения

³ United States Patent No 2088781. Studding structure / Folsom R.A. 1937, Aug. 3; Патент РФ № 2742128. Конструктивный балочный узел (варианты), способ сборки упрочненной конструктивной балки, аэродинамическая поверхность и летательный аппарат / Салливан К.Л. 2021. Бюл. № 4; United States Patent No 6691478. Joist support apparatus / Daudet L.R., Ralph G.S., Ponko E.L. 2004, Feb. 17; European Patent Specification No EP2861807B1. Structural members in framework structures / Swenters I. 20.03.2019. Bulletin 2019/12.

⁴ Патент РФ № 188669. Каркасно-монолитная конструкция «Атлант» / Торохова Я.Б. 2019. Бюл. № 11.

их строительной механики⁵, а Министерством строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ издано пособие по проектированию таких конструкций⁶.

Практический интерес может вызвать продолжение представленного ряда профилей ЛСТК, если добавить к нему гнутозамкнутые профили (ГЗП) с замыканиями зубчатых креплений из оцинкованного листопроката одинаковых и разных толщин до 4 мм (рис. 6), основная специфика которых достаточно подробно раскрыта в предыдущих публикациях [23–26].

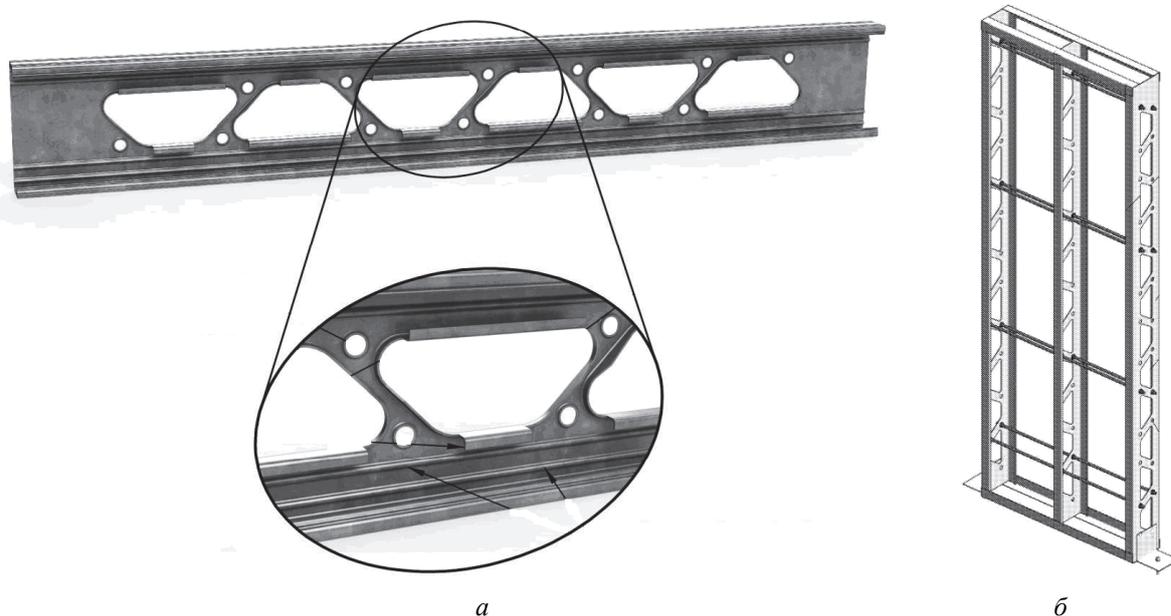


Рис. 5. Схемы профиля «Атлант» (а) и каркаса с его применением (б)
Figure 5. Schemes of the “Atlant” profile (a) and the frame with its application (b)

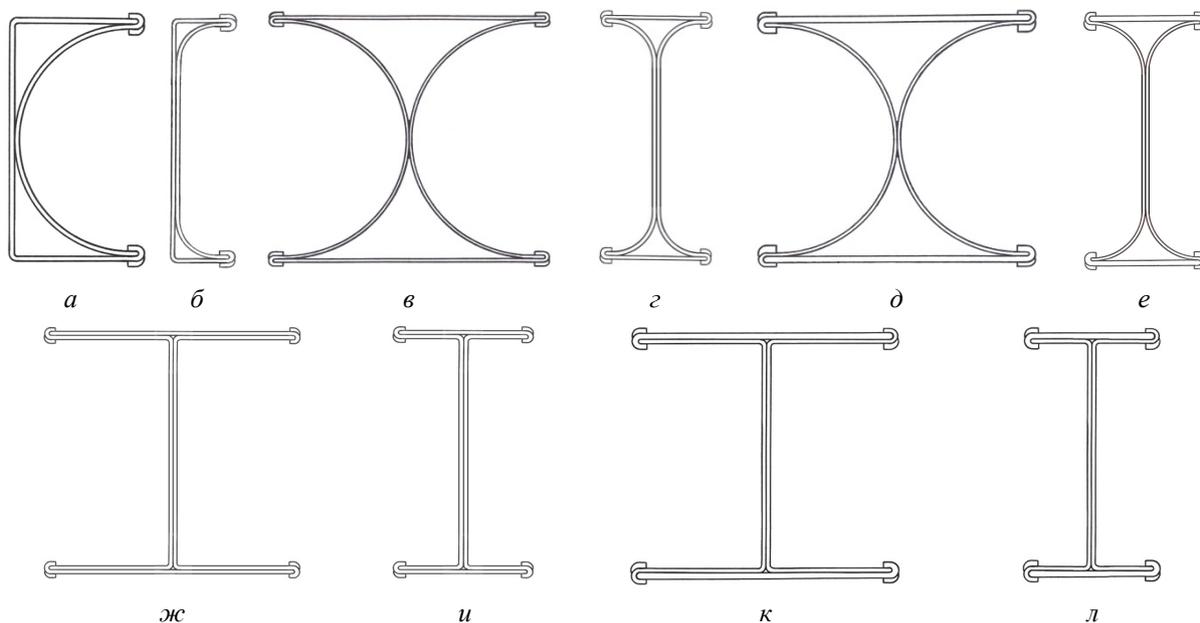


Рис. 6. Схемы швеллерных (а, б), а также двутавровых ГЗП с трубчатыми (в, г, д, е) и плоскопараллельными (ж, и, к, л) полками
Figure 6. Schemes of channel (a, b), as well as I-beams with tubular (в, г, д, е) and plane-parallel (ж, и, к, л) shelves

⁵ Проектирование металлических конструкций. Часть 1. Металлические конструкции. Материалы и основы проектирования. учебник для вузов / под общ. ред. А.Р. Туснина. М.: Перо, 2020. С. 336–380.

⁶ Пособие по проектированию конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых профилей. М.: Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ, 2019. 208 с.

Обратим также внимание на потенциал и перспективность использования в рассматриваемых профилях перфорированных стенок, оптимизация и унификация которых вполне может стать источником заметного улучшения их тепло-физико-механических и технико-экономических показателей. При этом очевидно, что по конструктивным соображениям перфорированию подлежат те ГЗП с трубчатыми полками, стенки которых имеют плоские грани. Такой подход подытоживает небольшую серию публикаций об этих профилях и позволяет со временем перейти к их системному сравнению с двутавровыми ГЗП, которые, имея плоскопараллельные полки, по своим очертаниям совпадают с прокатными и сварными двутаврами.

Материалы и методы

Компоновка составных сечений с перфорированными стенками

Переход от гнутых профилей сплошного сечения к таким же профилям с перфорированными стенками (полками) сопровождается их облегчением с уменьшением массы (веса), улучшением теплофизических свойств и сцепления в сталежелезобетонных конструкциях. Однако негативная сторона такого перехода заключается в дополнительном снижении несущей способности из-за местной (локальной) потери устойчивости, а также увеличении отходов, трудоемкости и себестоимости изготовления. Очевидно, что аналогичный переход от ГЗП сплошного сечения (рис. 6) к таким же профилям с перфорированными стенками (рис. 7)⁷ тоже сопровождается их облегчением с уменьшением массы (веса), улучшением теплофизических свойств и сцепления в сталежелезобетонных конструкциях, но снижает несущую способность соразмерно высоте вырезов, увеличивая отходы, трудоемкость и себестоимость изготовления. При этом замыкания зубчатых креплений по всему периметру каждого из вырезов перфорированных стенок увеличивают их местную (локальную) и общую устойчивость, повышая одновременно степень цельности (монолитности) составного сечения.

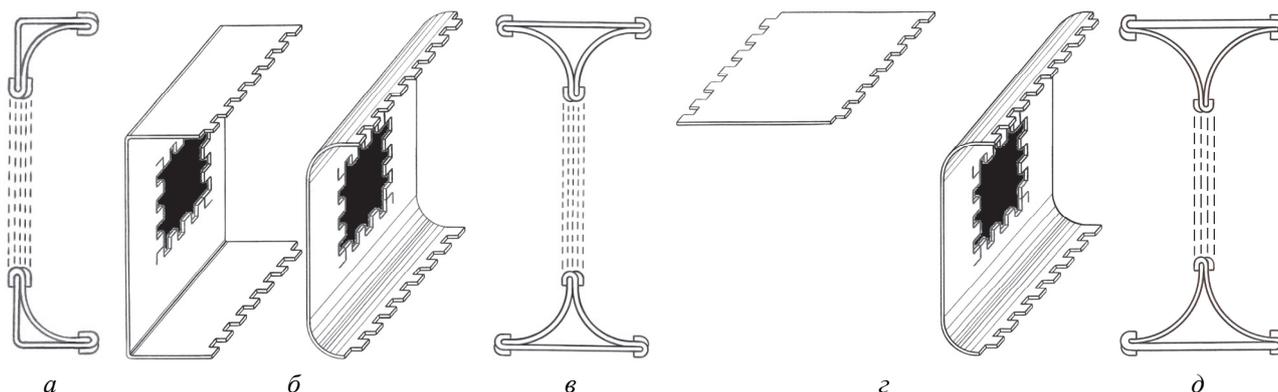


Рис. 7. Сечение швеллерного ГЗП (а) и аксонометрия его листовых заготовок в разъемном виде (б), сечение двутаврового ГЗП (в) и аксонометрия его листовых заготовок в разъемном виде (г), сечение двутаврового ГЗП из листовых заготовок разных толщин (д)

Figure 7. Section of a channel-type BCP⁸ (a) and a perspective view of its sheet blanks in a split form (б), a section of an I-shaped BCP (в) and a perspective view of its sheet blanks in a split form (г), section of an I-shaped BCP made of sheet blanks of different thicknesses (д)

Еще одна отличительная особенность ГЗП от гнутых профилей заключается в том, что компоновка первых позволяет определять расчетное сечение нетто, а расчетное (эффективное) сечение вторых необходимо редуцировать [27–35]. Поэтому практическое значение имеет уточнение расчетных параметров швеллерных и двутавровых ГЗП от зубчатой окантовки каждого из вырезов их перфорированных стенок. Для этого в перфорированных профилях по аналогии с такими же профилями сплошных сечений необходимо подобрать размеры элементов зубчатого крепления (зубцов), которые должны быть не меньше $1/10$ габаритного размера сечения⁹. В данном случае этот размер составляет $0,1U$, где U – габарит ГЗП по ширине. В расчетных выкладках параметр зубчатых креплений (размер зубцов) отразится применительно к сплошным сечениям четырехкратным образом у швеллерных ГЗП [24] и восьмикратным образом

⁷ Патент РФ № 197291. Швеллерный гнutoзамкнутый профиль с перфорированной стенкой / Марутян А.С. 2020. Бюл. № 11; Патент РФ № 199895. Двутавровый гнutoзамкнутый профиль с трубчатыми полками и перфорированной стенкой / Марутян А.С. 2020. Бюл. № 27.

⁸ BCP – bended closed profiles.

⁹ СП 260.132555800.2016. Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутох оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования. М., 2016. С. 16.

у двутавровых ГЗП [25], а в расчетах перфорированных профилей с прибавлением зубчатых креплений вырезов обозначенная кратность увеличится до 8 и 12 соответственно.

Общая компоновка составных сечений с перфорированными стенками применительно к швеллерным и двутавровым ГЗП, как и перфобалки из прокатных или сварных профилей, может иметь вырезы прямоугольных, круглых, шестиугольных, ромбических, овальных и других очертаний (рис. 8). Из них при прочих равных условиях более предпочтительны вырезы плавных и обтекаемых форм, снижающих концентрацию напряжений при силовом сопротивлении несущих конструкций нагрузкам и воздействиям.

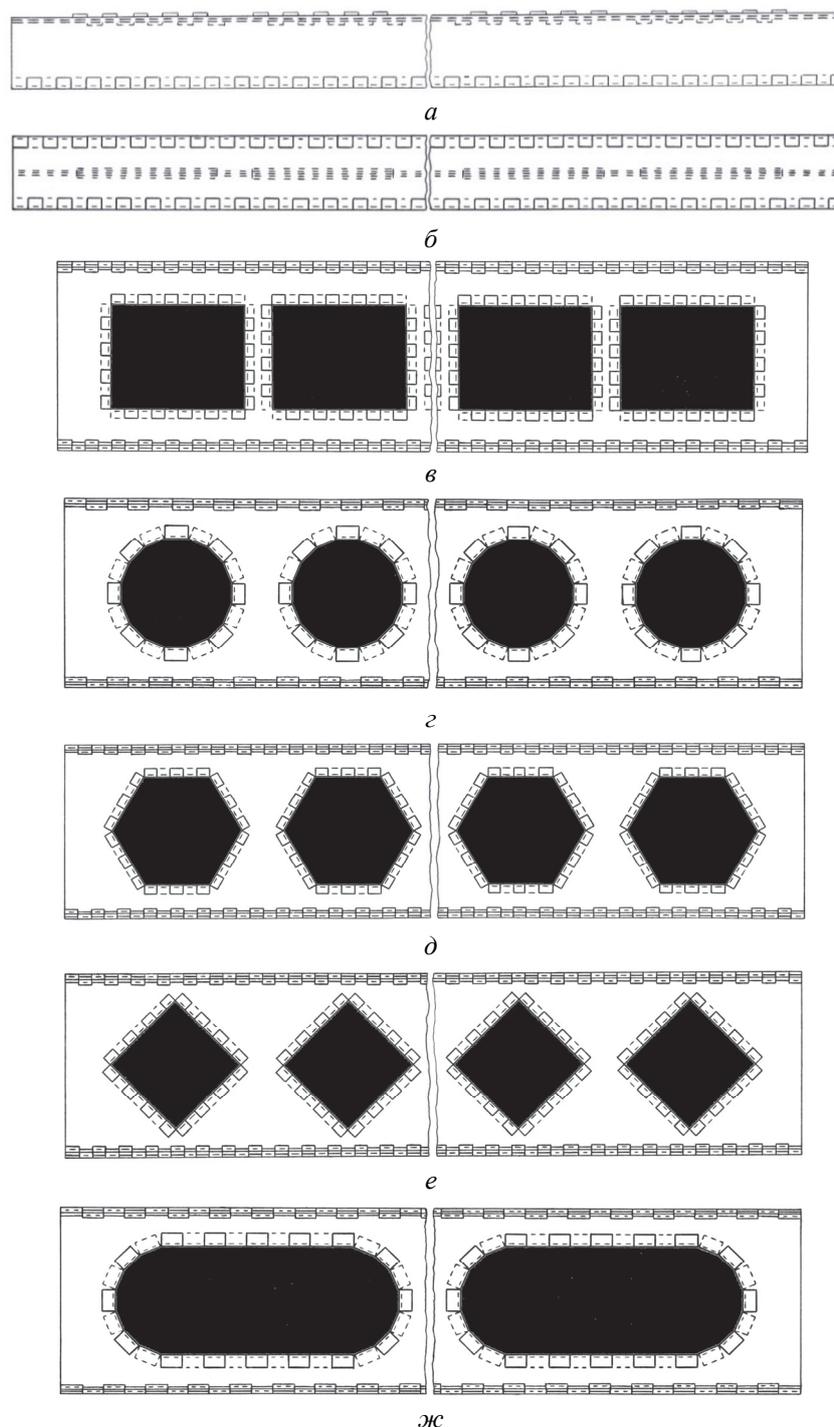


Рис. 8. Виды сверху швеллерного (а) и двутаврового (б) ГЗП, а также их боковые виды с прямоугольными (в), круглыми (г), шестиугольными (д), ромбическими (е) и овальными (ж) вырезами в стенках
Figure 8. Top views of the channel (a) and I-beam (б) BCP, as well as their side views with rectangular (в), round (г), hexagonal (д), rhombic (е) and oval (ж) cuts in the walls

Определение максимальной высоты вырезов в перфорированных стенках

В современной практике промышленно-гражданского строительства перфобалки из прокатных профилей проектируют с учетом ограничений размеров по высоте вырезов в перфорированной стенке (рис. 9, а):

– для прямоугольных вырезов

$$h_0 \leq 0,7h;$$

– для круглых вырезов

$$h_0 \leq 0,8h,$$

где h_0 – высота вырезов; h – высота профиля [36].

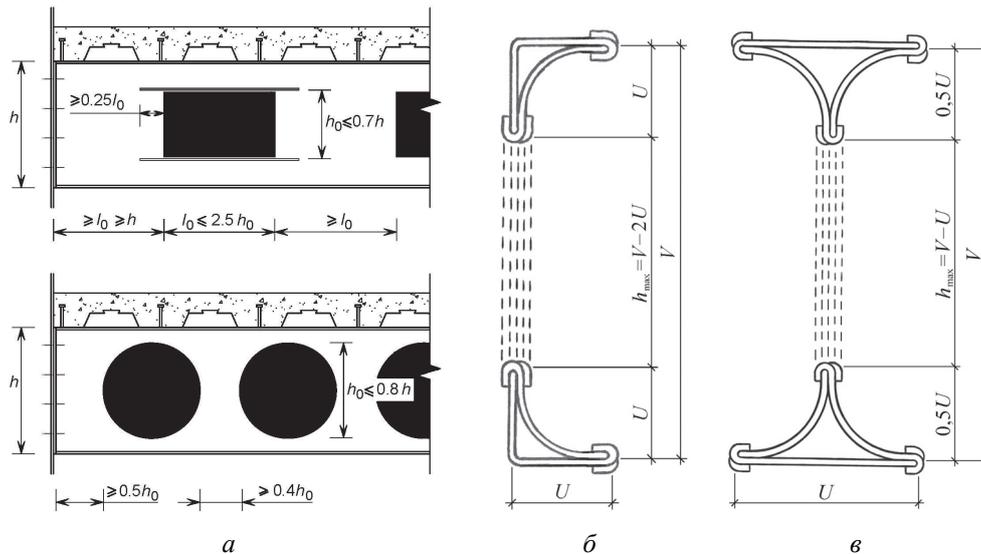


Рис. 9. Схемы для определения максимальной высоты вырезов в перфорированных стенках прокатных (а) и гнутозамкнутых (б, в) профилей

Figure 9. Schemes for determining the maximum height of the cutouts in the perforated walls of rolling (a) and bent closed (б, в) profiles

Подобные ограничения для швеллерного и двутаврового ГЗП с перфорированными стенками заключаются в их конструктивно-компоновочном оформлении и определяются размерами плоских участков стенок между выкружками полок:

– для швеллерных профилей (рис. 9, б)

$$h \leq h_{\max} = V - 2U;$$

– для двутавровых профилей (рис. 9, в)

$$h \leq h_{\max} = V - U,$$

где $h(h_{\max})$ – высота (максимальная высота) вырезов; $V(U)$ – высота (ширина) профиля по средней (срединной) линии его расчетного сечения.

Однозначное определение наибольшей высоты вырезов позволяет использовать ее параметр в качестве еще одного критерия при решении оптимизационной задачи, когда предельно облегченный профиль обладает максимальным запасом несущей способности для силового сопротивления изгибу:

$$W_x \rightarrow W_{x,\max} \text{ при } h \rightarrow h_{\max},$$

где W_x – момент сопротивления расчетного сечения нетто в плоскости наибольшей жесткости.

Для перехода к продолжению решения оптимизационной задачи с учетом дополнительного критерия остается добавить, что расчетные выкладки при этом допустимо выполнять по средней линии тонкостенного сечения без учета его угловых закруглений и без учета численных величин, содержащих значения толщины, возведенных во вторую и третью степень (t^2 и t^3) [37].

Оптимизация швеллерных ГЗП с перфорированными стенками на изгиб

Расчетные параметры швеллерного ГЗП без вырезов в его стенке ($h = 0$; $h/V = 0$) составляют (рис. 10, а) [24]:

– площадь сечения нетто:

$$A = tU(2/n + 3,14);$$

– площадь сечения брутто:

$$A_g = A + \Delta A = A + 0,4tU;$$

– абсцисса центра тяжести сечения:

$$x = 2,13982U/(2/n + 3,14);$$

– моменты инерции относительно центральных осей:

$$I_x = tU^3(0,1666666/n^3 + 0,785/n^2 - 0,13982/n + 0,043203);$$

$$I_y = tU^3(5,506145/n^2 + 8,131636/n - 0,8054282)/(2/n + 3,14)^2;$$

– момент сопротивления в плоскости наибольшей жесткости:

$$W_x = tU^2(0,3333332/n^2 + 1,57/n - 0,27964 + 0,086406n),$$

где t – толщина листовой заготовки профиля; h/V – относительная высота вырезов в перфорированной стенке; n – отношение ширины и высоты профиля по средней линии его сечения; $n = U/V$ (рис. 10, в).

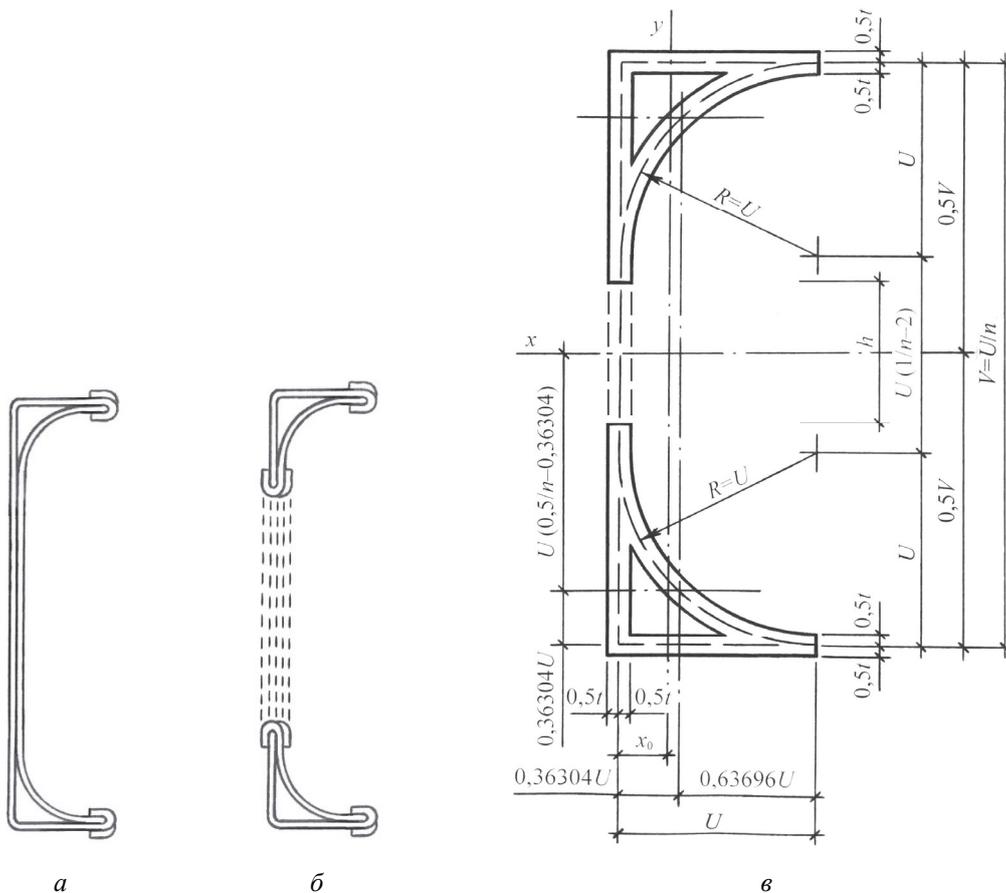


Рис. 10. Поперечное сечение швеллерных ГЗП без выреза (а) и с вырезом (б), а также его расчетная схема нетто (в)
Figure 10. Cross section of channel BCP without cutout (a) and with cutout (b), as well as its net design scheme (v)

Стартом может послужить нулевой шаг расчета швеллерного ГЗП без перфорации его стенки при $h/V = 0$. Он практически ничем не отличается от сравнительного расчета оптимальных параметров швеллерных гнутых и гнутозамкнутых профилей [24], основные результаты которого развернуты во втором столбце табл. 1.

Таблица 1

Расчетные параметры швеллерных ГЗП с учетом перфорирования их стенок
Table 1. Design parameters of channel BCP taking into account the perforation of their walls

h/V	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,5359375
$n = U/V$	0,1759477	0,1761811	0,1786906	0,1854985	0,1989458	0,2209820	0,2540763	0,2314570
$1/n = V/U$	5,6835070	5,6759777	5,5962652	5,3908791	5,0264946	4,5252554	3,0358255	4,3204569
$U, A/t$	0,0689321	0,0690038	0,0697713	0,0718300	0,0757978	0,0820310	0,0908129	0,0848830
$V, A/t$	0,3917760	0,3916640	0,3904587	0,3872268	0,3809972	0,3712112	0,3574237	0,3667333
$x, A/t$	0,0101676	0,0101888	0,0104167	0,0110405	0,0122939	0,0143990	0,0176470	0,0154176
$h, A/t$	0,00	0,0391664	0,0780917	0,1161800	0,1523988	0,1856056	0,2144542	0,1965461
$h_{\max}, A/t$	0,2539118	0,2536564	0,2509160	0,2435668	0,2294016	0,2071492	0,1757979	0,1969673
h/h_{\max}	0,00	0,1544073	0,3112264	0,4769451	0,6643318	0,8959995	1,2198905	0,9978616
A/A_g	0,9731669	0,9476849	0,9471337	0,9456586	0,9428285	0,9384165	0,9244437	0,9364116
A_p/A	1,00	0,9216672	0,8438164	0,7676638	0,6952021	0,6287887	0,5710915	0,6069074
$I_x, A^3/t^2$	0,0180818	0,0180664	0,0179410	0,0176073	0,0169774	0,0160076	0,0146938	0,0155737
$I_y = I_{y,0}, A^3/t^2$	0,0003474	0,0003484	0,0003590	0,0003889	0,0004483	0,0005525	0,0007195	0,0006041
$W_{x,\max}, A^2/t$	0,0924480	0,0922545	0,0918970	0,0909405	0,0891208	0,0862452	0,0822206	0,0849320
$I_{x,0}, A^3/t^2$	0,0180818	0,0180764	0,0180205	0,0178686	0,0175674	0,0170723	0,0163376	0,0168392
$W_{x,0}, A^2/t$	0,0924480	0,0923056	0,0923042	0,0922900	0,0922180	0,0919869	0,0914186	0,0918334
$I_x/I_{x,0}$	1,00	0,9994467	0,9955883	0,9853765	0,9664150	0,9376358	0,8993854	0,9248479
$W_{x,\max}/W_{x,0}$	1,00	0,9994464	0,9955884	0,9853776	0,9664143	0,9375813	0,8993859	0,9248486

Примечание / Note: $A = \text{const}$; $t = \text{const}$.

Первый шаг расчета швеллерного ГЗП с перфорированной стенкой можно представить следующим образом:

$$h/V = 0,1;$$

$$h = 0,1V = 0,1U/n;$$

$$I_x = I_{x,0} - 2th^3/12 = I_{x,0} - t(0,1U/n)^3/6 = tU^3(0,16650/n^3 + 0,785/n^2 - 0,13982/n + 0,043203);$$

$$W_x = (A^2/t)(0,3330/n^2 + 1,57/n - 0,27964 + 0,086406n)/(4/n^2 + 12,56/n + 9,8596);$$

$$0,8519285n^4 + 2,1705186n^3 - 18,014978n^2 - 8,803613n + 2,09752 = 0;$$

$$n_1 = -5,8488304; n_2 = -0,6354094; n_3 = 0,1761811; n_4 = 3,7602879;$$

$$n = 0,1761811 = 1/5,6759777;$$

$$A = tU(2/0,1761811 + 3,14) = 14,491955tU; A_g = 15,291955tU; A/A_g = 0,9476849;$$

$$U = 0,0690038A/t; \quad V = 0,391664A/t;$$

$$h = 0,1V = 0,5675978U = 0,0391664A/t; \quad h_{\max} = 3,6759777U = 0,2536564A/t;$$

$$h/h_{\max} = 0,1544073 < 1;$$

$$A_p = A - 2th = tU(14,491955 - 2 \times 0,5675978) = 13,356760tU;$$

$$A_p/A = 0,9216672;$$

$$x = 0,1476557U = 0,0101888A/t;$$

$$I_x = tU^3(0,16650/0,1761811^3 + 0,785/0,1761811^2 - 0,13982/0,1761811 + 0,043203) = \\ = 54,986135tU^3 = 54,986135t(0,0690038A/t)^3 = 0,0180664A^3/t^2;$$

$$I_y = tU^3(5,506145/0,1761811^2 + 8,131636/0,1761811 - 0,8054282)/14,491955^2 = \\ = 1,0605795tU^3 = 1,0605795t(0,0690038A/t)^3 = 0,0003484A^3/t^2;$$

$$W_x = W_{x,\max} = 2(0,0180664A^3/t^2)/(0,391664A/t) = 0,0922545A^2/t,$$

где $A_p(A)$ – расчетная площадь сечения нетто с вырезами (без вырезов), а расчетная площадь сечения брутто определена с учетом замыканий зубчатых креплений не только по кромкам обеих листовых заготовок, но и по периметрам вырезов в перфорированной стенке:

$$A_g = A + \Delta A = 14,491955tU + 4 \times 2 \times 0,1tU = 15,291955tU.$$

Для продолжения первого шага расчета швеллерного ГЗП расчетные параметры сечения с вырезом в перфорированной стенке необходимо дополнить такими же параметрами сечения без выреза:

$$I_{x,0} = tU^3(0,1666666/0,1761811^3 + 0,785/0,1761811^2 - 0,13982/0,1761811 + \\ + 0,043203) = 55,016602tU^3 = 55,016602t(0,0690038A/t)^3 = 0,0180764A^3/t^2;$$

$$W_{x,0} = 2(0,0180764A^3/t^2)/(0,391664A/t) = 0,0923042A^2/t,$$

где нулевыми индексами отмечены расчетные параметры сечения глухих простенков между вырезами в перфорированной стенке, что соответствует $h = 0$ и $h/V = 0$.

Завершая первый шаг расчета швеллерного ГЗП, следует заметить, что перфорирование его стенки сопровождается уменьшением расчетных параметров в плоскости наибольшей жесткости соразмерно относительной высоте вырезов $h/V = 0,1$. В плоскости наименьшей жесткости расчетные параметры уменьшаются малозаметно и практически не влияют на несущую способность.

Если в интервале от $h/V = 0,1$ до $h/V = 0,6$ повторить все выкладки следующих шагов расчета швеллерного ГЗП, то основные их итоги более наглядно можно систематизировать в табличном виде (табл. 1), очевидно, что $h < h_{\max}$ при $h/V = 0,5$ и $h > h_{\max}$ при $h/V = 0,6$. Тогда остается, используя метод последовательных приближений, уточнить в обозначенном интервале расчетный случай, когда $h = h_{\max}$. Результаты уточнения приведены в крайнем столбце табл. 1, где $h/h_{\max} = 0,9978615 \approx 1$ с погрешностью, не превышающей 0,214 %. Судя по основным результатам, облегченный в наибольшей степени швеллерный ГЗП с перфорированной стенкой стал компактнее, поскольку отношение ширины и высоты по средней линии его расчетного сечения увеличилось с 1/5,68 до 1/4,32. Обратной стороной такого облегчения стало уменьшение ресурсов несущей способности, соразмерное максимальному размеру по высоте вырезов в перфорированной стенке ($h_{\max}/V = 0,536 = 1/1,866$).

Оптимизация двутавровых ГЗП с перфорированными стенками на изгиб

Расчетные параметры двутаврового ГЗП без вырезов в его стенке ($h = 0$; $h/V = 0$) по аналогии со швеллерным профилем составляют (рис. 11, а) [25]:

– площадь сечения нетто:

$$A = tU(2/n + 3,14);$$

– площадь сечения брутто:

$$A_g = A + \Delta A = A + 0,8tU;$$

– моменты инерции относительно центральных осей:

$$I_x = tU^3(0,1666666/n^3 + 0,785/n^2 - 0,0699728/n + 0,0108234);$$

$$I_y = 0,344134tU^3;$$

– момент сопротивления в плоскости наибольшей жесткости:

$$W_x = tU^2(0,3333332/n^2 + 1,57/n - 0,1399456 + 0,0216468n),$$

где t – толщина листовой заготовки профиля; h/v – относительная высота вырезов в перфорированной стенке; n – отношение ширины и высоты профиля по средней линии его сечения; $n = U/V$ (рис. 11, в).

За старт можно принять нулевой шаг расчета двутаврового ГЗП без перфорации его стенки при $h/V = 0$. Он практически совпадает с расчетом оптимальной компоновки его составного сечения [25], основные итоги которого представлены во втором столбце табл. 2.

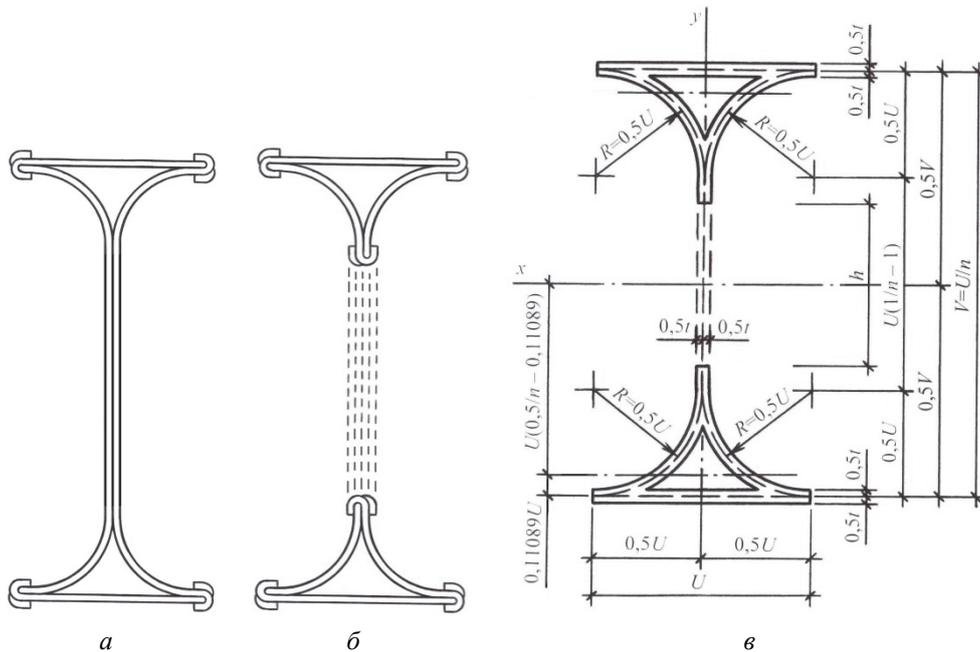


Рис. 11. Поперечное сечение двутавровых ГЗП без выреза (а) и с вырезом (б), а также его расчетная схема нетто (в)
Figure 11. Cross section of I-shaped BCP without a cutout (a) and with a cutout (b), as well as its net design scheme (v)

Первый шаг расчета двутаврового ГЗП с перфорированной стенкой можно развернуть в следующем виде:

$$h/V = 0,1;$$

$$h = 0,1V = 0,1U/n;$$

$$I_x = I_{x_0} - 2th^3/12 = I_{x_0} - t(0,1U/n)^3/6 = tU^3(0,16650/n^3 + 0,785/n^2 - 0,0699746/n + 0,0108234);$$

$$W_x = (A^2/t)(0,333/n^2 + 1,57/n - 0,1399492 + 0,0216468n)/(4/n^2 + 12,56/n + 9,8596);$$

$$0,2134287n^4 + 0,5437676n^3 - 16,977572n^2 - 7,686086n + 2,09752 = 0;$$

$$n_1 = -10,0772471; n_2 = -0,6369426; n_3 = 0,1920049; n_4 = 7,9744138;$$

$$n = 0,1920049 = 1/5,2082004;$$

$$A = tU(2/0,1920049 + 3,14) = 13,55640tU; \quad A_g = 14,75640tU; \quad A/A_g = 0,9186793;$$

$$U = 0,0737658A/t; \quad V = 0,3841870A/t;$$

$$h = 0,1V = 0,520820U = 0,0384187A/t; \quad h_{\max} = 4,2082004U = 0,3104212A/t;$$

$$h/h_{\max} = 0,1237631 < 1;$$

$$A_p = A - 2th = tU(13,55640 - 2 \times 0,520820) = 12,514760tU;$$

$$A_p/A = 0,9231624;$$

$$I_x = tU^3(0,16650/0,1920049^3 + 0,785/0,1920049^2 - 0,0699746/0,1920049 + 0,0108234) = 44,461945tU^3 = 44,461945t(0,0737658A/t)^3 = 0,0178465A^3/t^2;$$

$$I_y = 0,344134tU^3 = 0,344134t(0,0737658A/t)^3 = 0,0001381A^3/t^2;$$

$$W_x = W_{x,\max} = 2(0,0178465A^3/t^2)/(0,3841870A/t) = 0,0929052A^2/t,$$

где $A_p(A)$ – расчетная площадь сечения нетто с вырезами (без вырезов), а расчетная площадь сечения брутто определена с учетом замыканий зубчатых креплений не только по кромкам обеих пар листовых заготовок, но и по периметрам вырезов в перфорированной стенке:

$$A_g = A + \Delta A = 13,55640tU + 6 \times 2 \times 0,1tU = 14,75640tU.$$

Таблица 2

Расчетные параметры двутавровых ГЗП с учетом перфорирования их стенок
Table 2. Design parameters of I-shaped BCP taking into account the perforation of their walls

h/V	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,6843750
$n = U/V$	0,1916192	0,1920049	0,1947027	0,2007622	0,2163009	0,2398617	0,2750785	0,3243709	0,3156402
$1/n = V/U$	5,2186837	5,2082004	5,1360356	4,9810173	4,6231892	4,1690690	3,6353259	3,0828906	3,1681642
$U, A/t$	0,0736519	0,0737658	0,0745597	0,0763240	0,0807338	0,0871221	0,0960554	0,1074600	0,1055261
$V, A/t$	0,3843659	0,3841870	0,3829412	0,3801711	0,3732476	0,3632180	0,33491926	0,3312874	0,3343240
$h, A/t$	0,0000000	0,0384187	0,0765882	0,1140513	0,1492990	0,1816090	0,2095156	0,2319011	0,2288029
$h_{\max}, A/t$	0,3107140	0,3104212	0,3083815	0,3038471	0,2925138	0,2760959	0,2531371	0,2238274	0,2287979
h/h_{\max}	0,00	0,1237631	0,2483553	0,3753575	0,5103998	0,6578112	0,8276763	1,0360710	1,0000218
A/A_g	0,9443569	0,9186793	0,9178761	0,9160958	0,9116762	0,9053488	0,8966466	0,8857771	0,8876018
A_p/A	1,00	0,9231624	0,8468235	0,7718972	0,7014017	0,6367817	0,5809684	0,5361972	0,5423940
$I_x, A^3/t^2$	0,0178642	0,0178465	0,0177229	0,0174197	0,0167763	0,0158332	0,0145421	0,0129852	0,0132429
$I_y = I_{y,0}, A^3/t^2$	0,0001374	0,0001381	0,0001426	0,0001530	0,0001810	0,0002275	0,0003484	0,0004270	0,0004044
$W_{x,\max}, A^2/t$	0,0929541	0,0929052	0,0925619	0,0916413	0,0898936	0,0871829	0,0832898	0,0783923	0,0792219
$I_{x,0}, A^3/t^2$	0,0178641	0,0178559	0,0177978	0,0176669	0,0173310	0,0168232	0,0160750	0,0150638	0,0152392
$W_{x,0}, A^2/t$	0,0929541	0,0929542	0,0929531	0,0929418	0,0928659	0,0926341	0,0920695	0,0909409	0,0911642
$I_x/I_{x,0}$	1,00	0,9994735	0,9957916	0,9860077	0,9679937	0,9411526	0,9046407	0,8620135	0,8690023
$W_{x,\max}/W_{x,0}$	1,00	0,9994728	0,9957914	0,9860073	0,9679936	0,9411534	0,9046405	0,8620136	0,8690023

Примечание / Note: $A = \text{const}; t = \text{const}$.

Для продолжения первого шага расчета двутаврового ГЗП расчетные параметры сечения с вырезом в перфорированной стенке необходимо дополнить такими же параметрами сечения без выреза:

$$I_{x,0} = tU^3(0,1666666 / 0,1920049^3 + 0,785 / 0,1920049^2 - 0,0699728 / 0,192049 + 0,0108234) = 44,485492tU^3 = 44,485492t(0,0737658A/t)^3 = 0,0178559A^3 / t^2;$$

$$W_{x,0} = 2(0,0178559A^3 / t^2) / (0,3841870A / t) = 0,0929542A^2 / t,$$

где нулевыми индексами отмечены расчетные параметры сечения глухих простенков между вырезами в перфорированной стенке, что соответствует $h = 0$ и $h/V = 0$.

Завершая первый шаг расчета двутаврового ГЗП, следует заметить, что перфорирование его стенки сопровождается уменьшением расчетных параметров в плоскости наибольшей жесткости соразмерно относительной высоте вырезов $h/V = 0,1$. В плоскости наименьшей жесткости расчетные параметры уменьшаются малозаметно и практически не влияют на несущую способность.

Если в интервале от $h/V = 0,1$ до $h/V = 0,7$ повторить все выкладки следующих шагов расчета двутаврового ГЗП, то основные их итоги более наглядно можно систематизировать в табличном виде (табл. 2), из которого очевидно, что $h < h_{\max}$ при $h/V = 0,6$ и $h > h_{\max}$ при $h/V = 0,7$. Тогда остается, используя метод последовательных приближений, уточнить в обозначенном интервале расчетный случай, когда $h = h_{\max}$. Результаты уточнения приведены в крайнем столбце табл. 2, где $h/h_{\max} = 1,0000218 \approx 1$ с погрешностью, не превышающей 0,0022 %. Судя по основным результатам, облегченный в наибольшей степени двутавровый ГЗП с перфорированной стенкой стал компактнее, поскольку отношение ширины и высоты по средней линии его расчетного сечения увеличилось с 1/5,219 до 1/3,168. Обратной стороной такого облегчения стало уменьшение ресурсов несущей способности, соразмерное максимальному размеру по высоте вырезов в перфорированной стенке ($h_{\max}/V = 0,6844 = 1/1,461$).

Оптимизация двутавровых ГЗП с перфорированными стенками из листового проката разных толщин на изгиб

Введение поправочного коэффициента позволяет учесть разницу толщин полок и стенок, а также переписать расчетные формулы для общего случая двутавровых профилей из листового проката разных толщин без вырезов в их стенках (рис. 12, а) в следующем виде [26]:

$$A = tU(2/n + 2k + 1,14);$$

$$I_x = tU^3(0,1666666/n^3 + 0,285/n^2 + 0,5k/n^2 - 0,0699728/n + 0,0108234);$$

$$I_y = tU^3(0,1666666k + 0,1774902);$$

$$t_f / t_w = (t + kt) / (2t) = (1 + k) / 2, \text{ откуда } k = 2(t_f / t_w) - 1,$$

где t_f – условная толщина полок, $t_f = t + kt = t(1 + k)$; t_w – условная толщина стенки, $t_w = 2t$; t – толщина полуплоскоовальных заготовок; kt – толщина плоских заготовок (рис. 12, в).

Дальнейший пошаговый расчет качественно подобен предыдущим и отличается от них численными значениями соответствующих параметров. Поэтому основные итоги такого расчета целесообразно систематизировать в табличном виде (табл. 3) применительно к сечениям, оптимизированным по максимальной прочности на изгиб при наибольшей облегченности ($W_x \rightarrow W_{x,\max}$ при $h \rightarrow h_{\max}$).

Судя по основным результатам и в этом расчетном случае облегченные в наибольшей степени двутавровые ГЗП с перфорированными стенками стали компактнее. Однако обратной стороной такого облегчения стало уменьшение ресурсов несущей способности, соразмерное максимальному размеру по высоте вырезов в перфорированной стенке. Остается отметить, что при прочих равных условиях по запасу прочности предпочтительнее те из оптимизированных профилей, у которых отношения условных толщин полок и стенок больше.

Таблица 3

Расчетные параметры двуглавых ГЗП с перфорированными стенками из листового проката разных толщин
Table 3. Design parameters of I-shaped BCP with perforated walls from sheet metal of different thicknesses

t_f/t_w	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	1,20	1,30
$k = 2t_f/t_w - 1$	0,20	0,40	0,60	0,80	1,20	1,40	1,60
$n = U/V$	0,4221524	0,3925894	0,3640917	0,3383734	0,2957406	0,2782024	0,2622816
$1/n = V/U$	2,3688127	2,5471905	2,7465608	2,9553150	3,3813416	3,5945052	3,8126959
$U, A/t$	0,1592958	0,1421589	0,1276630	0,1155985	0,0970620	0,0898552	0,0835743
$V, A/t$	0,3773419	0,3621058	0,3506341	0,3416299	0,3281997	0,3229849	0,3186433
$h = h_{\max}, A/t$	0,2180461	0,2199468	0,2229711	0,2260314	0,2311377	0,2331297	0,2350690
h_{\max}/V	0,5776828	0,6070431	0,6357414	0,6616462	0,7045192	0,7223091	0,7372952
A/A_g	0,8395212	0,8542695	0,8671555	0,8781803	0,8956765	0,9026685	0,9088519
A_p/A	0,5640318	0,5603722	0,5441745	0,5479235	0,5375534	0,5334098	0,5301311
$I_x, A^3/t^2$	0,0151426	0,0147025	0,0141431	0,0136591	0,0127633	0,0125577	0,0122884
$I_y = I_{y,0}, A^3/t^2$	0,0008521	0,0004352	0,0005773	0,0004801	0,0003451	0,0002980	0,0002592
$W_{x,\max}, A^2/t$	0,0802593	0,0812055	0,0806715	0,0799643	0,0777776	0,0777602	0,0771295
$I_{x,0}, A^3/t^2$	0,0170609	0,0164726	0,0159779	0,0155676	0,0149382	0,0146739	0,0144496
$W_{x,0}, A^2/t$	0,0904267	0,0909822	0,0911371	0,0911372	0,0910311	0,0908643	0,0906945
$I_x/I_{x,0}$	0,8875616	0,8925427	0,8851663	0,8774056	0,8544068	0,8557847	0,8585704
$W_{x,\max}/W_{x,0}$	0,8875619	0,8925427	0,8851664	0,8774057	0,8544069	0,8557838	0,8585702
t_f/t_w	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,0
$k = 2t_f/t_w - 1$	1,80	2,0	2,20	2,40	2,60	2,80	3,0
$n = U/V$	0,2509165	0,2349606	0,2247201	0,2140378	0,2051035	0,1968998	0,1890064
$1/n = V/U$	3,9853895	4,2560327	4,4499802	4,6720719	4,8755872	5,0787253	5/2908261
$U, A/t$	0,0786733	0,0732489	0,0692522	0,0654272	0,0621458	0,0591181	0,0564281
$V, A/t$	0,3135437	0,3117497	0,3081709	0,3056805	0,3029972	0,3005615	0,2985512
$h = h_{\max}, A/t$	0,2348704	0,2385008	0,2389187	0,2402533	0,2408514	0,2413810	0,2421231
h_{\max}/V	0,7485422	0,7653629	0,7750794	0,7855302	0,7945839	0,8033659	0,8108738
A/A_g	0,8876018	0,9443569	0,9186793	0,9178761	0,9160958	0,9116762	0,9053488
A_p/A	0,5305980	0,5227960	0,5222857	0,5197567	0,5184859	0,5170780	0,5158248
$I_x, A^3/t^2$	0,0120173	0,0118207	0,0116156	0,0114399	0,0112740	0,0111159	0,0109837
$I_y = I_{y,0}, A^3/t^2$	0,0002325	0,0002007	0,0001807	0,0001617	0,0001466	0,0001335	0,0001217
$W_{x,\max}, A^2/t$	0,0766547	0,0758345	0,0753841	0,0748487	0,0744171	0,0739675	0,0735800
$I_{x,0}, A^3/t^2$	0,0141667	0,0140847	0,0138868	0,0137505	0,0136000	0,0134622	0,0133474
$W_{x,0}, A^2/t$	0,0903650	0,0903590	0,0901240	0,0899664	0,0897698	0,0895803	0,0894144
$I_x/I_{x,0}$	0,848278	0,8392582	0,8364490	0,8319624	0,8289779	0,8257119	0,8229039
$W_{x,\max}/W_{x,0}$	0,8482786	0,8392578	0,8364486	0,8319628	0,8289770	0,8257116	0,8229099

Примечание / Note: $A = \text{const}$; $t = \text{const}$.

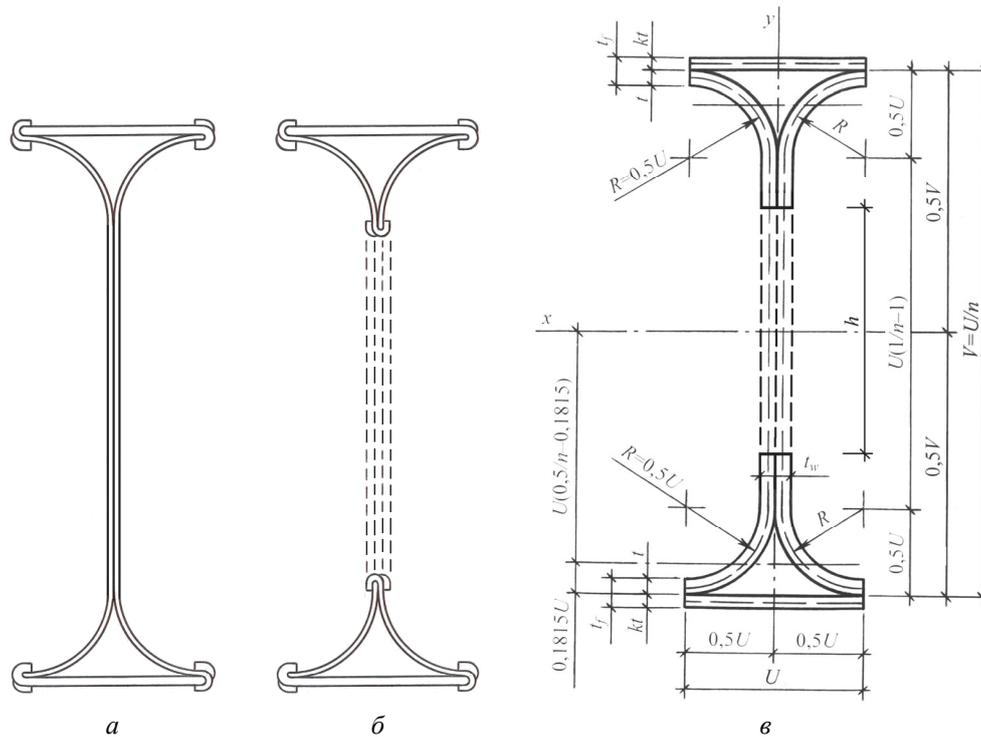


Рис. 12. Поперечное сечение двутавровых ГЗП из листового проката разных толщин без выреза (а) и с вырезом (б), а также его расчетная схема нетто (в)

Figure 12. Cross section of I-shaped BCP made of sheet metal of different thicknesses without a cutout (a) and with a cutout (б), as well as its net design scheme (в)

Результаты и обсуждение

Реализация швеллерных ГЗП с перфорированными стенками

Пример реализации швеллерных ГЗП с перфорированными стенками по предлагаемому техническому решению можно привести, если в качестве базового объекта для сравнения принять модифицированные гнутые профили марки «Атлант» (рис. 5, а) [16], а также воспользоваться эквивалентными значениями геометрических характеристик самых крупнокалиберных сечений ($[_{atl}203 \times 50,8$ мм при $t_{atl} = 1,0; 1,5; 2,0$ мм) из их сортамента [38]. Причем необходимо иметь в виду, что из-за своей сложной геометрии профили марки «Атлант» имеют непостоянную по длине форму поперечного сечения, а его характеристики – эквивалентные значения. Поэтому для сравнительного анализа удобно использовать удельные характеристики, коими являются расчетные параметры профиля с единичной площадью ($I_x; I_y$) [39].

Профиль базового объекта ($[_{atl}203 \times 50,8 \times 1,0$ мм) имеет следующие параметры:

– расчетное сечение без выреза (рис. 13, а):

$$A = A_g = 352 \text{ мм}^2; \quad I_{x,0} = 2\,104\,783 \text{ мм}^4; \quad I_{y,0} = 112\,353 \text{ мм}^4;$$

$$I_{x,0} = I_{x,0} / A = 2\,104\,783 / 352 = 5979,4971 \text{ мм}^4/\text{мм}^2;$$

$$I_{y,0} = I_{y,0} / A = 112\,353 / 352 = 319,18465 \text{ мм}^4/\text{мм}^2;$$

– расчетное сечение с вырезом (рис. 13, б):

$$A_p = 255 \text{ мм}^2; \quad I_x = 1\,621\,760 \text{ мм}^4; \quad I_y = 94\,067 \text{ мм}^4;$$

$$I_x = I_x / A_p = 1\,621\,760 / 255 = 6359,8431 \text{ мм}^4/\text{мм}^2;$$

$$I_y = I_y / A_p = 94\,067 / 255 = 368,89019 \text{ мм}^4/\text{мм}^2.$$

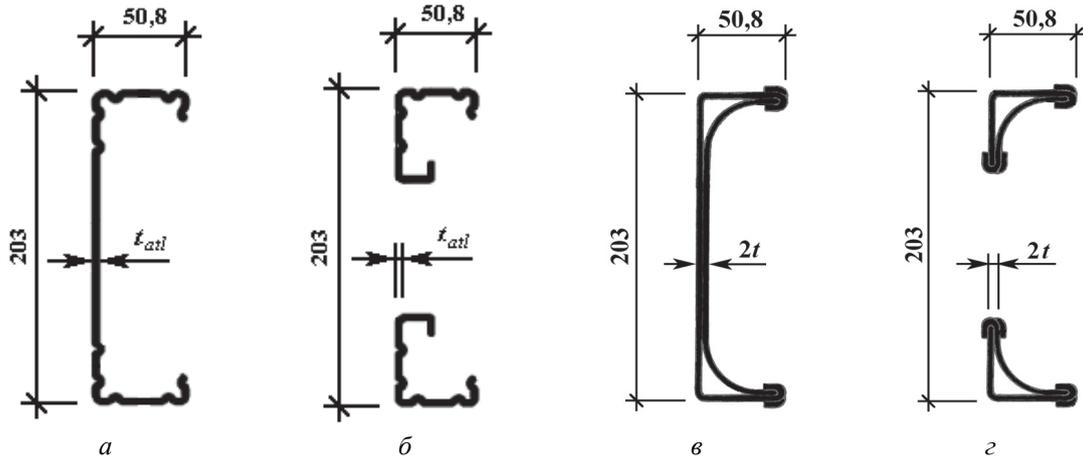


Рис. 13. Схемы сечений швеллерных гнутых (а, б) и гнутозамкнутых (в, з) профилей с перфорированными стенками
Figure 13. Schemes of sections of channel bent (a, b) and bent closed (v, z) profiles with perforated walls

Швеллерный ГЗП с перфорированной стенкой представлен профилем [ВСП203×50,8 мм с $n = U/V = 50,8/203 = 0,2502463 = 1/3,9960629$:

– расчетное сечение [ВСП203×50,8 мм при $t_{atl} = 1,0$ мм без выреза (рис. 13, в):

$$A = tU(2/n + 3,14) = tU(2/0,2502463 + 3,14) = 11,132126tU;$$

$$A_g = A + \Delta A = A + 4 \times 2 \times 0,1tU = 11,132126tU + 0,8tU = 11,932126tU;$$

$$t = A_g / (11,932126U) = 352 / (11,932126 \times 50,8) = 0,5807124 \approx 0,58 \text{ мм};$$

$$A_g = 11,932126tU = 11,932126 \times 0,58 \times 50,8 = 351,56816 \approx 351,6 \text{ мм}^2;$$

$$A = 11,132126tU = 11,132126 \times 0,58 \times 50,8 = 327,73178 \approx 327,7 \text{ мм}^2;$$

$$x = 2,13982U / (2/n + 3,14) = 2,13982 \times 50,8 / (2/0,2502463 + 3,14) = 9,765 \text{ мм};$$

$$h_{\max} = V - 2U = 203 - 2 \times 50,8 = 101,4 \text{ мм};$$

$$I_{x,0} = tU^3(0,1666666 / 0,2502463^3 + 0,785 / 0,2502463^2 - 0,13982 / 0,2502463 + 0,043203) = 22,654959tU^3 = 22,654959 \times 0,58 \times 50,8^3 = 1\,722\,592 \text{ мм}^4;$$

$$I_{y,0} = tU^3(5,506145 / 0,2502463^2 + 8,131636 / 0,2502463 - 0,8054282) / (2/0,2502463 + 3,14)^2 = 0,9652194tU^3 = 0,9652194 \times 0,58 \times 50,8^3 = 73391,4 \text{ мм}^4;$$

$$I_{x,0} = I_{x,0} / A = 1722591,8 / 327,7 = 5256,6121 \text{ мм}^4/\text{мм}^2;$$

$$I_{y,0} = I_{y,0} / A = 73391,398 / 327,7 = 223,9591 \text{ мм}^4/\text{мм}^2;$$

– расчетное сечение [ВСП203×50,8 мм при $t_{atl} = 1,0$ мм с вырезом (рис. 13, з):

$$A_p = A - 2th_{\max} = 327,7 - 2 \times 0,58 \times 101,4 = 210,076 \approx 210,1 \text{ мм}^2;$$

$$I_x = I_{x,0} - (2t)h_{\max}^3 / 12 = 1722591,8 - (2 \times 0,58)101,4^3 / 12 = 1\,621\,808 \text{ мм}^4;$$

$$I_{y,0} = I_{y,0} - (2t)^3 h_{\max}^3 / 12 = 73391,398 - (2 \times 0,58)^3 101,4 / 12 = 73384,8 \text{ мм}^4;$$

$$I_x = I_x / A_p = 1621808,1 / 210,1 = 7719,2198 \text{ мм}^4 / \text{мм}^2;$$

$$I_y = I_y / A_p = 73384,804 / 210,1 = 349,28512 \text{ мм}^4 / \text{мм}^2,$$

где в качестве эталонных (стоцентных) значений приняты расчетные параметры профиля базового объекта.

Из полученных результатов и их сравнения, развернутых в табличной форме (табл. 4), можно заключить, что швеллерный ГЗП с перфорированной стенкой обладает достаточной эффективностью для перспективного применения в несущих конструкциях.

Таблица 4

Расчетные параметры швеллерных гнутых и гнутозамкнутых профилей с перфорированными стенками

Профили, мм	Характеристики поперечного сечения									
	<i>A</i>	<i>I_{x,0}</i>	<i>I_{y,0}</i>	<i>I_{x,0}</i>	<i>I_{y,0}</i>	<i>A_p</i>	<i>I_x</i>	<i>I_y</i>	<i>I_x</i>	<i>I_{y,0}</i>
	мм ²	мм ⁴		мм ⁴ /мм ²		мм ²	мм ⁴		мм ⁴ /мм ²	
[atl203×50,8×1,0]	352 100 %	2 104 783 100 %	112 353 100 %	5979,4971 100 %	319,18465 100 %	255 100 %	1 621 760 100 %	94 067 100 %	6359,8431 100 %	368,89019 100 %
[всп203×50,8×0,58]	327,7 93,10 %	1 722 592 81,84 %	73391,4 65,32 %	5256,6121 87,91 %	223,9591 70,17 %	210,1 82,39 %	1 621 808 100,0 %	73384,8 78,01 %	7719,2198 121,4 %	349,28512 94,69 %
[atl203×50,8×1,5]	519 100 %	3 066 565 100 %	157 270 100 %	5908,603 100 %	303,03604 100 %	377 100 %	2 417 300 100 %	134 941 100 %	6411,9363 100 %	357,93368 100 %
[всп203×50,8×0,85]	480,7 92,62 %	2 524 488 82,32 %	107556,4 68,39 %	5251,6914 88,88 %	223,74942 73,84 %	295,4 56,92 %	2 341 026 96,84 %	107511,7 79,76 %	7924,9346 123,6 %	363,95304 101,7 %
[atl203×50,8×2,0]	688 100 %	4 037 609 100 %	206 221 100 %	5868,6177 100 %	299,73982 100 %	496 100 %	3 179 255 100 %	171 972 100 %	6409,7883 100 %	346,71774 100 %
[всп203×50,8×1,13]	639,0 92,88 %	3 356 084 83,12 %	142986,7 83,14 %	5251,8532 89,49 %	223,75632 74,65 %	392,7 57,08 %	3 112 187 97,89 %	142881,8 83,08 %	7925,3318 123,6 %	363,85535 104,9 %

Table 4

Design parameters of channels bent and bent closed profiles with perforated walls

Profiles, mm	Cross section characteristics									
	<i>A</i>	<i>I_{x,0}</i>	<i>I_{y,0}</i>	<i>I_{x,0}</i>	<i>I_{y,0}</i>	<i>A_p</i>	<i>I_x</i>	<i>I_y</i>	<i>I_x</i>	<i>I_{y,0}</i>
	mm ²	mm ⁴		mm ⁴ /mm ²		mm ²	mm ⁴		mm ⁴ /mm ²	
[atl203×50,8×1,0]	352 100%	2 104 783 100%	112 353 100%	5979.4971 100%	319.18465 100%	255 100%	1 621 760 100%	94 067 100%	6359.8431 100%	368.89019 100%
[всп203×50,8×0,58]	327.7 93.10%	1 722 592 81.84%	73391.4 65.32%	5256.6121 87.91%	223.9591 70.17%	210.1 82.39%	1 621 808 100.0%	73384.8 78.01%	7719.2198 121.4%	349.28512 94.69%
[atl203×50,8×1,5]	519 100%	3 066 565 100%	157 270 100%	5908.603 100%	303.03604 100%	377 100%	2 417 300 100%	134 941 100%	6411.9363 100%	357.93368 100%
[всп203×50,8×0,85]	480.7 92.62%	2 524 488 82.32%	107556.4 68.39%	5251.6914 88.88%	223.74942 73.84%	295.4 56.92%	2 341 026 96.84%	107511.7 79.76%	7924.9346 123.6%	363.95304 101.7%
[atl203×50,8×2,0]	688 100%	4 037 609 100%	206 221 100%	5868.6177 100%	299.73982 100%	496 100%	3 179 255 100%	171 972 100%	6409.7883 100%	346.71774 100%
[всп203×50,8×1,13]	639.0 92.88%	3 356 084 83.12%	142986.7 83.14%	5251.8532 89.49%	223.75632 74.65%	392.7 57.08%	3 112 187 97.89%	142881.8 83.08%	7925.3318 123.6%	363.85535 104.9%

Реализация двутавровых ГЗП с перфорированными стенками

Пример реализации двутавровых ГЗП с перфорированными стенками можно привести, если в качестве базового объекта для сравнения принять составные двутавры в виде парных гнутых профилей марки «Атлант», состыкованных стенками аналогично техническому решению из введения (рис. 2, в, з)¹⁰.

¹⁰ European Patent Specification No EP2609259B1. Cold formed stud / Irving S. 18.03.2020. Bulletin 2020/12.

Профиль базового объекта ($[[_{atl}203 \times 101,6 \times 1,0$ мм) имеет следующие параметры:
– расчетное сечение без выреза (рис. 14, а):

$$A = A_g = 2 \times 352 = 704 \text{ мм}^2; \quad I_{x,0} = 2 \times 2 \, 104 \, 783 = 4 \, 209 \, 566 \text{ мм}^4;$$

$$I_{y,0} = 2(112 \, 353 + 352 \times 8,5^2) = 275 \, 570 \text{ мм}^4;$$

где абсцисса центра тяжести сечения одного из парных швеллерных гнутых профилей составляет $x = U / (1/n + 2) = 50,8 / (1/0,2502463 + 2) = 8,4722258 \approx 8,5$ мм [24],

$$I_{x,0} = I_{x,0} / A = 4 \, 209 \, 566 / 704 = 5979,4971 \text{ мм}^4/\text{мм}^2;$$

$$I_{y,0} = I_{y,0} / A = 275 \, 570 / 704 = 391,43465 \text{ мм}^4/\text{мм}^2;$$

– расчетное сечение с вырезом (рис. 14, б):

$$A_p = 2 \times 255 = 510 \text{ мм}^2; \quad I_x = 2 \times 1 \, 621 \, 760 = 3 \, 243 \, 520 \text{ мм}^4;$$

$$I_y = 2(94 \, 067 + 255 \times 8,5^2) = 224981,5 \text{ мм}^4;$$

$$I_x = I_x / A_p = 3 \, 243 \, 520 / 510 = 6359,8431 \text{ мм}^4/\text{мм}^2;$$

$$I_y = I_y / A_p = 224981,5 / 510 = 441,14019 \text{ мм}^4/\text{мм}^2.$$

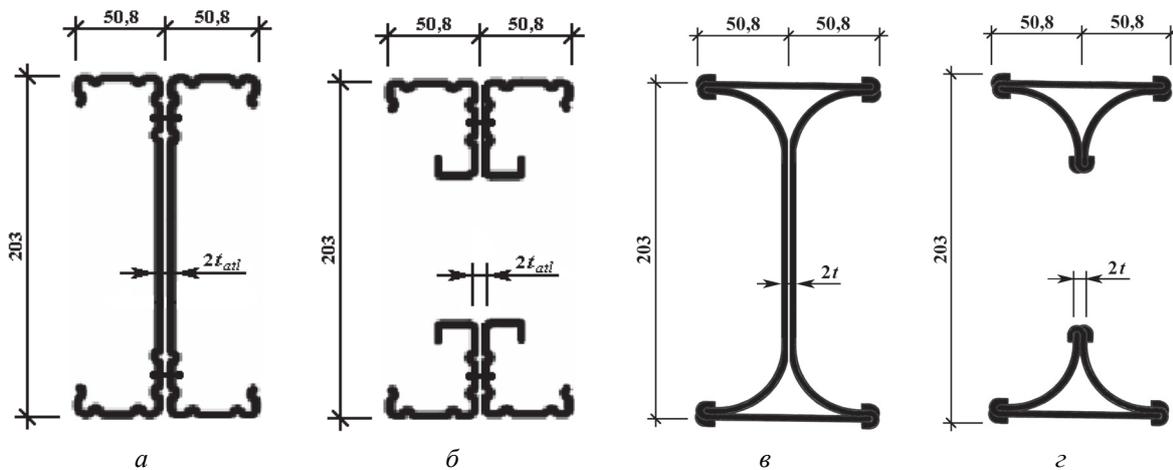


Рис. 14. Схемы сечений двутавровых гнутых (а, б) и гнутозамкнутых (в, г) профилей с перфорированными стенками
Figure 14. Schemes of sections of I-shaped bent (a, b) and bent closed (c, d) profiles with perforated walls

Двутавровый ГЗП с перфорированной стенкой представлен профилем $[[_{BCP}203 \times 101,6$ мм с $n = U/V = 101,6/203 = 0,5004926 = 1/1,9980314$:

– расчетное сечение $[[_{BCP}203 \times 101,6$ мм при $t_{atl} = 1,0$ мм без выреза (рис. 14, в):

$$A = tU(2/n + 3,14) = tU(2/0,5004926 + 3,14) = 7,136063tU;$$

$$A_g = A + \Delta A = A + 6 \times 2 \times 0,1tU = 7,136063tU + 1,2tU = 8,336063tU;$$

$$t = A_g / (8,336063U) = 704 / (8,336063 \times 101,6) = 0,8312237 \approx 0,83 \text{ мм};$$

$$A_g = 8,336063tU = 8,336063 \times 0,83 \times 101,6 = 702,96351 \approx 703,0 \text{ мм}^2;$$

$$A = 7,136063tU = 7,136063 \times 0,83 \times 101,6 = 601,76991 \approx 601,8 \text{ мм}^2;$$

$$h_{\max} = V - U = 203 - 101,6 = 101,4 \text{ мм};$$

$$I_{x,0} = tU^3(0,1666666 / 0,5004926^3 + 0,785 / 0,5004926^2 - 0,13982 / 0,5004926 + 0,0108234) = 4,3342333tU^3 = 4,3342333 \times 0,83 \times 101,6^3 = 3\,772\,867 \text{ мм}^4;$$

$$I_{y,0} = 0,3441566tU^3 = 0,3441566 \times 0,83 \times 101,6^3 = 299581,7 \text{ мм}^4;$$

$$I_{x,0} = I_{x,0} / A = 3\,772\,867 / 601,8 = 6269,3037 \text{ мм}^4/\text{мм}^2;$$

$$I_{y,0} = I_{y,0} / A = 299581,7 / 601,8 = 497,8094 \text{ мм}^4/\text{мм}^2;$$

– расчетное сечение][Вср203×101,6 мм при $t_{\text{atl}} = 1,0$ мм с вырезом (рис. 14, з):

$$A_p = A - 2th_{\max} = 601,8 - 2 \times 0,83 \times 101,4 = 433,476 \approx 433,5 \text{ мм}^2;$$

$$I_x = I_{x,0} - (2t)h_{\max}^3 / 12 = 3\,772\,867 - (2 \times 0,83)101,4^3 / 12 = 3\,628\,642 \text{ мм}^4;$$

$$I_y = I_{y,0} - (2t)^3 h_{\max}^3 / 12 = 299581,7 - (2 \times 0,83)^3 101,4^3 / 12 = 299\,543 \text{ мм}^4;$$

$$I_x = I_x / A_p = 3\,628\,642 / 433,5 = 8370,5697 \text{ мм}^4/\text{мм}^2;$$

$$I_y = I_y / A_p = 299\,543 / 433,5 = 690,98731 \text{ мм}^4/\text{мм}^2,$$

где в качестве эталонных (стопроцентных) значений приняты расчетные параметры профиля базового объекта.

Из полученных результатов и их сравнения, развернутых в табличной форме (табл. 5), можно заключить, что двутавровый ГЗП с перфорированной стенкой обладает достаточной эффективностью для перспективного применения в несущих конструкциях.

Таблица 5

Расчетные параметры двутавровых гнутых и гнутозамкнутых профилей с перфорированными стенками

Профили, мм	Характеристики поперечного сечения									
	A	$I_{x,0}$	$I_{y,0}$	$I_{x,0}$	$I_{y,0}$	A_p	I_x	I_y	I_x	$I_{y,0}$
	мм ²	мм ⁴		мм ⁴ /мм ²		мм ²	мм ⁴		мм ⁴ /мм ²	
][atl203×101,6×1,0	704 100 %	4 209 566 100 %	275 570 100 %	5979,4971 100 %	391,43465 100 %	510 100 %	3 243 520 100 %	224981,5 100 %	6359,8431 100 %	441,14019 100 %
][Вср203×101,6×0,83	601,8 85,48 %	3 772 867 89,63 %	299581,7 108,7 %	6269,3037 104,8 %	497,8094 127,2 %	433,5 85,0 %	3 628 642 111,9 %	299 543 133,1 %	8370,5697 131,6 %	690,98731 156,6 %
][atl203×101,6×1,5	1038 100 %	6 133 130 100 %	389535,5 100 %	5908,603 100 %	375,27504 100 %	754 100 %	4 834 600 100 %	324358,5 100 %	6411,9363 100 %	430,18368 100 %
][Вср203×101,6×1,22	884,5 90,42 %	5 545 659 82,32 %	440 349 113,04 %	6269,8236 106,1 %	497,85076 132,7 %	637,1 84,50 %	5 333 666 110,3 %	440226,2 135,7 %	8371,7877 130,6 %	690,98446 160,6 %
][atl203×101,6×2,0	1376 100 %	8 075 218 100 %	511 858 100 %	5868,6177 100 %	371,98982 100 %	992 100 %	6 358 510 100 %	415 616 100 %	6409,7883 100 %	418,96774 100 %
][Вср203×101,6×1,62	1174,5 92,88 %	7 363 908 91,19 %	584725,7 114,2 %	6269,8237 106,8 %	497,85074 133,8 %	846,0 85,28 %	7 082 409 111,4 %	584438,3 140,6 %	8371,6418 130,6 %	690,82541 164,9 %

Table 5

Design parameters of I-shaped bent and bent closed profiles with perforated walls

Profiles. mm	Cross section characteristics									
	<i>A</i>	<i>I_{x,0}</i>	<i>I_{y,0}</i>	<i>I_{x,0}</i>	<i>I_{y,0}</i>	<i>A_p</i>	<i>I_x</i>	<i>I_y</i>	<i>I_x</i>	<i>I_{y,0}</i>
	mm ²	mm ⁴		mm ⁴ /mm ²		mm ²	mm ⁴		mm ⁴ /mm ²	
][_{ан} 203×101.6×1.0	704 100%	4 209 566 100%	275 570 100%	5979.4971 100%	391.43465 100%	510 100%	3 243 520 100%	224981.5 100%	6359.8431 100%	441.14019 100%
][_{вср} 203×101.6×0.83	601.8 85.48%	3 772 867 89.63%	299581.7 108.7%	6269.3037 104.8%	497.8094 127.2%	433.5 85.0%	3 628 642 111.9%	299 543 133.1%	8370.5697 131.6%	690.98731 156.6%
][_{ан} 203×101.6×1.5	1038 100%	6 133 130 100%	389535.5 100%	5908.603 100%	375.27504 100%	754 100%	4 834 600 100%	324358.5 100%	6411.9363 100%	430.18368 100%
][_{вср} 203×101.6×1.22	884.5 90.42%	5 545 659 82.32%	440 349 113.04%	6269.8236 106.1%	497.85076 132.7%	637.1 84.50%	5 333 666 110.3%	440226.2 135.7%	8371.7877 130.6%	690.98446 160.6%
][_{ан} 203×101.6×2.0	1376 100%	8 075 218 100%	511 858 100%	5868.6177 100%	371.98982 100%	992 100%	6 358 510 100%	415 616 100%	6409.7883 100%	418.96774 100%
][_{вср} 203×101.6×1.62	1174.5 92.88%	7 363 908 91.19%	584725.7 114.2%	6269.8237 106.8%	497.85074 133.8%	846.0 85.28%	7 082 409 111.4%	584438.3 140.6%	8371.6418 130.6%	690.82541 164.9%

Реализация двутавровых ГЗП с перфорированными стенками из листового проката разных толщин

Пример реализации двутавровых ГЗП с перфорированными стенками из листового проката разных толщин можно привести, если в качестве базового объекта для сравнения использовать полученный сортамент трех таких же профилей из листового проката равных толщин с $t_f/t_w = 1$, $k = 1$ и $n = 0,5004926$ (][_{вср}203×101,6×0,83 мм;][_{вср}203×50,8×1,22 мм;][_{вср}203×101,6×1,62 мм) и уточнить расчетные формулы с учетом граничных значений поправочного коэффициента:

– при $t_f/t_w = 0,6$ ($k = 0,2$)

$$A = tU(2 / 0,5004926 + 2 \times 0,2 + 1,14) = 5,536063tU;$$

$$A_g = tU(5,536063 + 1,2) = 6,736063tU;$$

$$I_x = tU^3(0,1666666 / 0,5004926^3 + 0,285 / 0,5004926^2 + 0,5 \times 0,2 / 0,5004926^2 - 0,0699728 / 0,5004926 + 0,0108234) = 2,7373849tU^3;$$

$$I_y = tU^3(0,1666666 \times 0,2 + 0,1774902) = 0,2108235tU^3;$$

– при $t_f/t_w = 2$ ($k = 3$)

$$A = tU(2 / 0,5004926 + 2 \times 3 + 1,14) = 11,136063tU;$$

$$A_g = tU(11,136063 + 1,2) = 12,336063tU;$$

$$I_x = tU^3(0,1666666 / 0,5004926^3 + 0,285 / 0,5004926^2 + 0,5 \times 3 / 0,5004926^2 - 0,0699728 / 0,5004926 + 0,0108234) = 8,3263669tU^3;$$

$$I_y = tU^3(0,1666666 \times 3 + 0,1774902) = 0,6774902tU^3.$$

Двутавровый ГЗП с перфорированной стенкой из листового проката разных толщин с $t_f/t_w = 0,6$ ($k = 0,2$), альтернативный профилю][_{вср}203×101,6×0,83 мм (рис. 15, а, б):

– расчетное сечение без выреза (рис. 15, в):

$$t = A_g / (6,736063U) = 703,0 / (6,736063 \times 101,6) = 1,027201 \approx 1,0 \text{ мм};$$

$$kt = 0,2 \times 1,0 = 0,2 \text{ мм};$$

$$A_g = 6,736063tU = 6,736063 \times 1,0 \times 101,6 = 684,384 \approx 684,4 \text{ мм}^2;$$

$$A = 5,536063tU = 5,536063 \times 1,0 \times 101,6 = 562,464 \approx 562,5 \text{ мм}^2;$$

$$h_{\max} = V - U = 203 - 101,6 = 101,4 \text{ мм};$$

$$I_{x,0} = 2,7373849tU^3 = 2,7373849 \times 1,0 \times 101,6^3 = 2\,870\,893 \text{ мм}^4;$$

$$I_{y,0} = 0,2108235tU^3 = 0,2108235 \times 1,0 \times 101,6^3 = 221\,105,8 \text{ мм}^4;$$

$$I_{x,0} = I_{x,0} / A = 2\,870\,893 / 562,5 = 5103,8097 \text{ мм}^4/\text{мм}^2;$$

$$I_{y,0} = I_{y,0} / A = 221\,105,8 / 562,5 = 393,07697 \text{ мм}^4/\text{мм}^2;$$

– расчетное сечение с вырезом (рис. 15, з):

$$A_p = A - 2th_{\max} = 562,5 - 2 \times 1,0 \times 101,4 = 359,7 \text{ мм}^2;$$

$$I_x = I_{x,0} - (2t)h_{\max}^3 / 12 = 2\,870\,893 - (2 \times 1,0)101,4^3 / 12 = 2\,697\,128 \text{ мм}^4;$$

$$I_y = I_{y,0} - (2t)^3 h_{\max}^3 / 12 = 221\,105,8 - (2 \times 1,0)^3 101,4^3 / 12 = 221\,038,2 \text{ мм}^4;$$

$$I_x = I_x / A_p = 2\,697\,128 / 359,7 = 7498,2707 \text{ мм}^4/\text{мм}^2;$$

$$I_y = I_y / A_p = 221\,038,2 / 359,7 = 614,50708 \text{ мм}^4/\text{мм}^2.$$

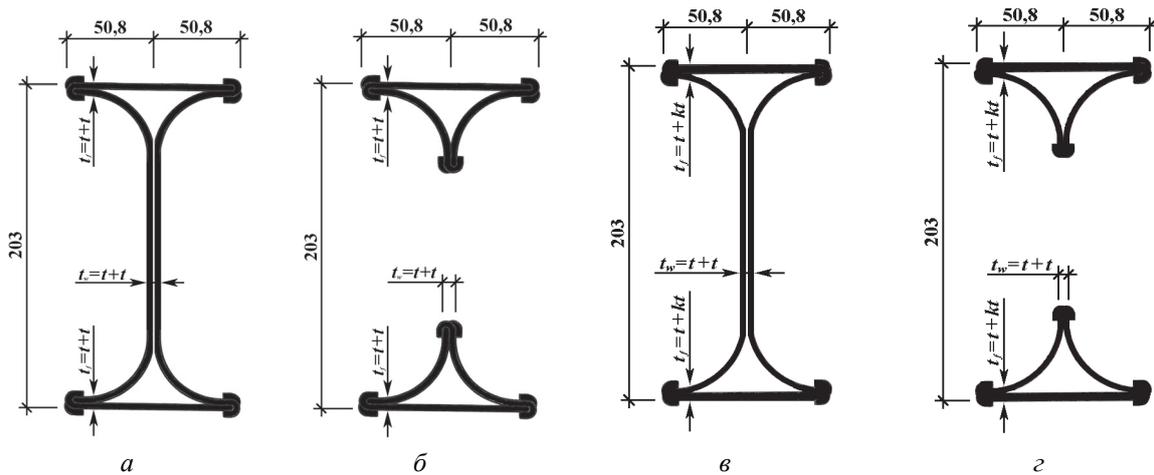


Рис. 15. Схемы сечений двутавровых ГЗП с перфорированными стенками из заготовок равных (а, б) и разных (в, з) толщин
Figure 15. Schemes of sections of I-shaped BCP with perforated walls from blanks of equal (a, б) and different (в, з) thicknesses

Двутавровый ГЗП с перфорированной стенкой из листового проката разных толщин с $t_f/t_w = 2$ ($k = 3$), альтернативный профилю $\text{II}_{\text{ВСП}}203 \times 101,6 \times 0,83$ мм (рис. 15, а, б):

– расчетное сечение без выреза (рис. 15, в):

$$t = A_g / (12,336063U) = 703,0 / (12,336063 \times 101,6) = 0,5608994 \approx 0,560 \text{ мм};$$

$$kt = 3 \times 0,560 = 1,68 \text{ мм};$$

$$A_g = 12,336063tU = 12,336063 \times 0,560 \times 101,6 = 701,87264 \approx 701,9 \text{ мм}^2;$$

$$A = 11,136063tU = 11,136063 \times 0,560 \times 101,6 = 633,59743 \approx 633,6 \text{ мм}^2;$$

$$h_{\max} = V - U = 203 - 101,6 = 101,4 \text{ мм};$$

$$I_{x,0} = 8,3263669tU^3 = 8,3263669 \times 0,560 \times 101,6^3 = 4\,890\,178 \text{ мм}^4;$$

$$I_{y,0} = 0,6774902tU^3 = 0,6774902 \times 0,560 \times 101,6^3 = 397898,3 \text{ мм}^4;$$

$$I_{x,0} = I_{x,0} / A = 4\,890\,178 / 633,6 = 7718,0839 \text{ мм}^4/\text{мм}^2;$$

$$I_{y,0} = I_{y,0} / A = 397898,3 / 633,6 = 629,99605 \text{ мм}^4/\text{мм}^2;$$

– расчетное сечение с вырезом (рис. 15, з):

$$A_p = A - 2th_{\max} = 633,6 - 2 \times 0,560 \times 101,4 = 520,03 \text{ мм}^2;$$

$$I_x = I_{x,0} - (2t)h_{\max}^3 / 12 = 4\,890\,178 - (2 \times 0,560)101,4^3 / 12 = 4\,792\,870 \text{ мм}^4;$$

$$I_y = I_{y,0} - (2t)^3 h_{\max}^3 / 12 = 397898,3 - (2 \times 0,560)^3 101,4 / 12 = 397886,4 \text{ мм}^4;$$

$$I_x = I_x / A_p = 4\,792\,870 / 520,03 = 9216,5259 \text{ мм}^4/\text{мм}^2;$$

$$I_y = I_y / A_p = 397886,4 / 520,03 = 765,12201 \text{ мм}^4/\text{мм}^2.$$

Основные итоги, развернутые в табличной форме (табл. 6), показывают, что расчетный переход от двутавровых ГЗП с перфорированными стенками из листопроката равных толщин к таким же профилям из листопроката разных толщин сопровождается уменьшением расхода конструкционного материала, увеличением геометрических (статических) характеристик и, как следствие, ростом несущей способности. Снижением несущей способности в плоскости конструкции отличаются только двутавровые ГЗП с условной толщиной полка, меньшей условной толщины перфорированной стенки ($t/t_w = 0,6$). Выявленное снижение рационально компенсировать за счет использования в листовых заготовках повышенной тонкостенности более прочного конструкционного материала. В целом же полученные результаты можно принять в качестве достаточно корректного обоснования перспективности предлагаемых профилей для их дальнейшей проработки, оптимизации и применения в строительных конструкциях.

Таблица 6

Расчетные параметры двутавровых гнутозамкнутых профилей с перфорированными стенками

Профили, мм	Характеристики поперечного сечения									
	A	I _{x,0}	I _{y,0}	I _{x,0}	I _{y,0}	A _p	I _x	I _y	I _x	I _{y,0}
	мм ²	мм ⁴		мм ⁴ /мм ²		мм ²	мм ⁴		мм ⁴ /мм ²	
]203×101,6 t = 0,83; kt = 0,83	601,8 100 %	3772867 100 %	299581,7 100 %	6269,3037 100 %	497,8094 100 %	433,5 100 %	3 628 642 100 %	299 543 100 %	8370,5697 100 %	690,98731 100 %
]203×101,6 t = 1,0; kt = 0,20	562,5 93,47 %	2870893 76,09 %	221105,8 73,81 %	5103,8097 81,41 %	393,07697 78,96 %	359,7 82,98 %	2 697 128 74,33 %	221038,2 73,79 %	7498,2707 89,58 %	614,0708 88,87 %
]203×101,6 t = 0,56; kt = 1,68	633,6 105,3 %	4 890 178 129,6 %	397898,3 132,8 %	7718,0839 123,1 %	629,99605 126,6 %	520,03 120,0 %	4 792 870 132,1 %	397886,4 132,8 %	9216,5259 110,1 %	765,12201 110,7 %
]203×101,6 t = 1,22; kt = 1,22	884,5 100 %	5 545 659 100 %	440 349 100 %	6269,8236 100 %	497,85076 100 %	637,1 100 %	5 333 666 100 %	440226,2 100 %	8371,7877 100 %	690,98446 100 %
]203×101,6 t = 1,50; kt = 0,30	843,7 95,39 %	4 306 339 77,65 %	331658,6 75,32 %	5104,1116 81,41 %	393,10015 78,96 %	539,5 84,68 %	4 045 692 75,85 %	331430,5 75,29 %	7498,9657 89,57 %	614,3290 88,91 %
]203×101,6 t = 0,82; kt = 2,46	927,8 104,9 %	7 160 618 129,1 %	582636,9 132,3 %	7717,8465 123,1 %	627,97682 126,1 %	761,5 119,5 %	7 018 131 131,6 %	582599,6 133,6 %	9216,1930 110,1 %	765,06841 110,7 %
]203×101,6 t = 1,62; kt = 1,62	1174,5 100 %	7 363 908 100 %	584725,7 100 %	6269,8237 100 %	497,85074 100 %	846,0 100 %	7 082 409 100 %	584438,3 100 %	8371,6418 100 %	690,82541 100 %
]203×101,6 t = 2,0; kt = 0,40	1124,9 95,78 %	5 741 785 77,97 %	442211,6 75,63 %	5104,2626 81,41 %	393,11192 78,96 %	719,3 85,02 %	5 394 255 76,16 %	441670,8 75,57 %	7499,3118 86,0 %	614,02863 88,88 %
]203×101,6 t = 1,09; kt = 3,27	1233,3 105,0 %	9 518 381 129,3 %	774480,6 132,5 %	7717,8148 123,1 %	614,02863 123,3 %	1012,2 119,6 %	9 328 977 131,7 %	774393,1 132,5 %	9216,5352 110,1 %	765,05937 110,7 %

Design parameters of I-shaped bent closed profiles with perforated walls

Profiles, mm	Cross section characteristics									
	A	$I_{x,0}$	$I_{y,0}$	$I_{x,0}$	$I_{y,0}$	A_p	I_x	I_y	I_x	$I_{y,0}$
	mm ²	mm ⁴		mm ⁴ /mm ²		mm ²	mm ⁴		mm ⁴ /mm ²	
] [203×101.6 $t = 0.83; kt = 0.83$	601.8 100%	3772867 100%	299581.7 100%	6269.3037 100%	497.8094 100%	433.5 100%	3 628 642 100%	299 543 100%	8370.5697 100%	690.98731 100%
] [203×101.6 $t = 1.0; kt = 0.20$	562.5 93.47%	2870893 76.09%	221105.8 73.81%	5103.8097 81.41%	393.07697 78.96%	359.7 82.98%	2 697 128 74.33%	221038.2 73.79%	7498.2707 89.58%	614.0708 88.87%
] [203×101.6 $t = 0.56; kt = 1.68$	633.6 105.3%	4 890 178 129.6%	397898.3 132.8%	7718.0839 123.1%	629.99605 126.6%	520.03 120.0%	4 792 870 132.1%	397886.4 132.8%	9216.5259 110.1%	765.12201 110.7%
] [203×101.6 $t = 1.22; kt = 1.22$	884.5 100%	5 545 659 100%	440 349 100%	6269.8236 100%	497.85076 100%	637.1 100%	5 333 666 100%	440226.2 100%	8371.7877 100%	690.98446 100%
] [203×101.6 $t = 1.50; kt = 0.30$	843.7 95.39%	4 306 339 77.65%	331658.6 75.32%	5104.1116 81.41%	393.10015 78.96%	539.5 84.68%	4 045 692 75.85%	331430.5 75.29%	7498.9657 89.57%	614.3290 88.91%
] [203×101.6 $t = 0.82; kt = 2.46$	927.8 104.9%	7 160 618 129.1%	582636.9 132.3%	7717.8465 123.1%	627.97682 126.1%	761.5 119.5%	7 018 131 131.6%	582599.6 133.6%	9216.1930 110.1%	765.06841 110.7%
] [203×101.6 $t = 1.62; kt = 1.62$	1174.5 100%	7 363 908 100%	584725.7 100%	6269.8237 100%	497.85074 100%	846.0 100%	7 082 409 100%	584438.3 100%	8371.6418 100%	690.82541 100%
] [203×101.6 $t = 2.0; kt = 0.40$	1124.9 95.78%	5 741 785 77.97%	442211.6 75.63%	5104.2626 81.41%	393.11192 78.96%	719.3 85.02%	5 394 255 76.16%	441670.8 75.57%	7499.3118 86.0%	614.02863 88.88%
] [203×101.6 $t = 1.09; kt = 3.27$	1233.3 105.0%	9 518 381 129.3%	774480.6 132.5%	7717.8148 123.1%	614.02863 123.3%	1012.2 119.6%	9 328 977 131.7%	774393.1 132.5%	9216.5352 110.1%	765.05937 110.7%

Заключение

Основные результаты оптимизации швеллерных и двутавровых ГЗП с трубчатыми полками и перфорированными стенками, в том числе из листового проката разных толщин, более наглядны на графиках в зависимости от относительной высоты вырезов в стенке и отношения условных толщин полок и стенки (рис. 16). По осям ординат этих графиков для единиц измерений использованы обозначения площади сечения и толщины листовой полосы ($A = \text{const}$, $t = \text{const}$), которая подлежит зигзагообразному резу на две заготовки для швеллерных ГЗП и четыре заготовки для двутавровых ГЗП, включая условный учет поправочного коэффициента k при разных толщинах полок и стенки.

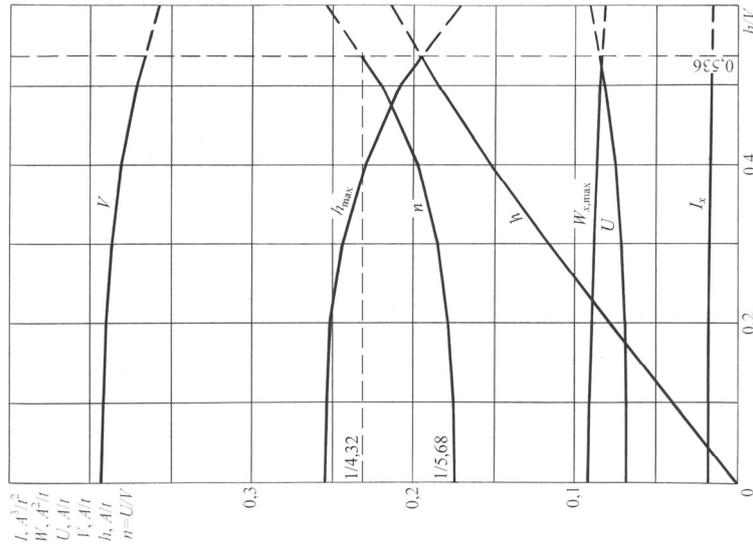
Итоговые графики позволяют сделать ряд обобщений и выводов.

1. Швеллерный ГЗП с перфорированной стенкой и двумя трубчатыми полками имеет составное сечение из двух листовых заготовок, облегченность и момент сопротивления которого максимальны при относительной высоте вырезов $1/1,87$ и отношении размеров ширины и высоты $1/4,32$ по средней линии расчетного сечения нетто.

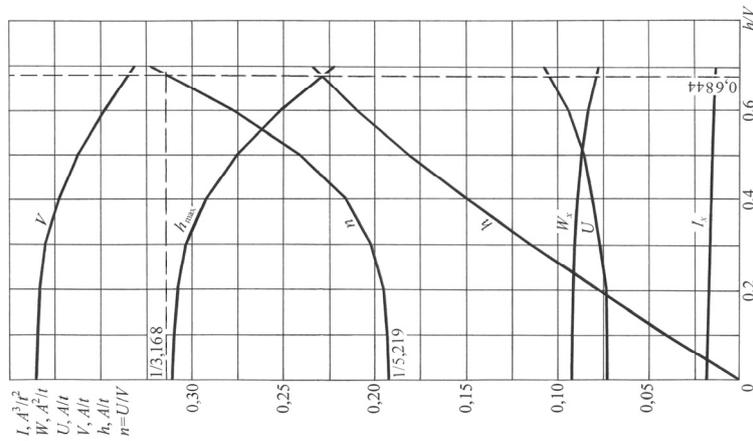
2. Двутавровый ГЗП с перфорированной стенкой и двумя трубчатыми полками имеет составное сечение из четырех листовых заготовок равных толщин, облегченность и момент сопротивления которого максимальны при относительной высоте вырезов $1/1,46$ и отношении размеров ширины и высоты $1/3,17$ по средней линии расчетного сечения нетто.

3. Двутавровый ГЗП с перфорированной стенкой и двумя трубчатыми полками имеет составное сечение из четырех листовых заготовок разных толщин, облегченность и момент сопротивления которого максимальны при относительной высоте вырезов и отношении размеров ширины и высоты, изменяемых соразмерно отношению условных толщин его полок и стенки. В частности, когда толщина полок в 2 раза больше толщины стенки, прочность и облегченность максимальны при относительной высоте вырезов $1/1,23$ и отношении размеров ширины и высоты $1/4,17$, а когда толщина полок составляет 0,6 толщины стенки, прочность и облегченность максимальны при относительной высоте вырезов $1/1,73$ и отношении размеров $1/5,22$.

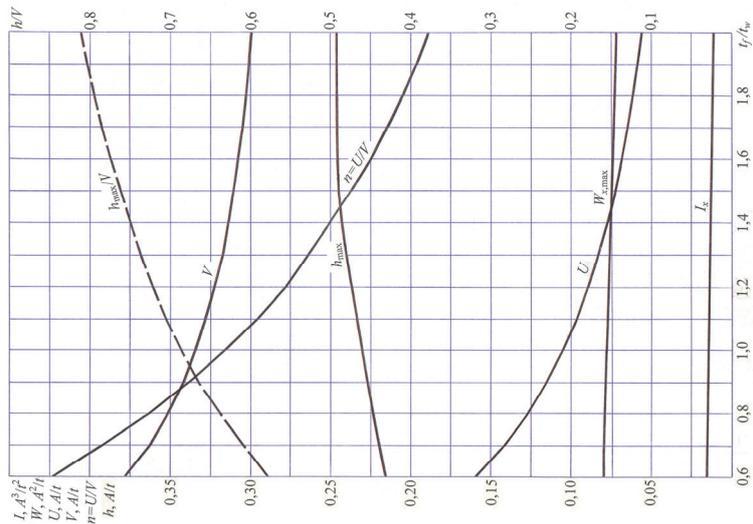
4. Швеллерные и двутавровые ГЗП с перфорированными стенками и трубчатыми полками из листового проката равной и разных толщин по новому техническому решению достаточно рациональны и эффективны. Их можно считать вполне пригодными для использования в легких тонкостенных конструкциях зданий и сооружений. В частности, прослеживается определенная перспективность их дальнейших проработок и оптимизации применительно к стержням и балкам с перфорированными стенками, включая профили с плоскопараллельными полками.



а



б



в

Рис. 16. Итоговые графики оптимизации швеллерных и двутавровых ГЗП с перфорированными стенками:

а, б – графики расчетных параметров швеллерных и двутавровых ГЗП соответственно в зависимости от роста относительной высоты вырезов;
в – графики расчетных параметров двутавровых ГЗП из заготовок разных толщин в зависимости от роста отношения условных толщин их полок и стенки

Figure 16. Final graphs of the optimization of channel and I-shaped BCP with perforated walls:

а, б – graphs of the calculated parameters of the channel and I-beams BCP respectively depending on the growth of the relative height of the notches;
в – graphs of the calculated parameters of I-beams from work pieces different thicknesses depending on the growth of the ratio of the conditional thicknesses of their shelves and walls

Список литературы

1. *Перельмутер А.В.* Конструктивная форма номер один // Вестник Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. 2012. № 1. С. 27–39.
2. *Перельмутер А.В.* Очерки по истории металлических конструкций. М.: СКАД Софт; Издательство АСВ, 2015. 256 с.
3. *Ведяков И.И., Конин Д.В.* О совершенствовании отечественных сортов двутавровых профилей с параллельными гранями полков и развитии норм проектирования современных металлических конструкций // Строительная механика и расчет сооружений. 2014. № 3. С. 50–56.
4. *Ведяков И.И., Конин Д.В., Еремеев П.Г.* Разработка нового сортамента (ГОСТ Р) для выпуска двутавров с широкими полками // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2017. № 3–4. С. 40–43.
5. *Кузнецов Д.Н., Сазыкин В.Г.* Напряженно-деформированное состояние стального двутавра в составе комбинированной балки: в 3 ч. Ч. 1 // Известия вузов. Строительство. 2019. № 11. С. 5–16.
6. *Кузнецов Д.Н., Сазыкин В.Г.* Напряженно-деформированное состояние стального двутавра в составе комбинированной балки: в 3 ч. Ч. 2 // Известия вузов. Строительство. 2019. № 12. С. 13–23.
7. *Кузнецов Д.Н., Сазыкин В.Г.* Напряженно-деформированное состояние стального двутавра в составе комбинированной балки: в 3 ч. Ч. 3 // Известия вузов. Строительство. 2020. № 1. С. 18–33.
8. *Lyakhovich L.S., Akimov P.A., Tukhfatullin B.A.* Assessment of the proximity of design to minimum material capacity solution of problem of optimization of the flange width of I-shaped cross-section rods with allowance for stability constraints or constraints for the value of the national frequency and strength requirements // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2020. Vol. 16. No 2. Pp. 71–82. <https://doi.org/10.22337/2587-9618-2020-16-2-71-82>
9. *Трофимов В.И., Каминский А.М.* Легкие металлические конструкции зданий и сооружений. М.: Издательство АСВ, 2002. С. 174–186.
10. *Притыкин А.И., Лаврова А.С.* Распределение напряжений в перфорированных балках с круглыми вырезами при поперечном изгибе // Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 2. С. 81–85.
11. *Chandramohana D.L., Kanthasamy E., Gatheeshgar P., Poologanathan K., Fareedh M., Ishqyc M., Suntharalingamb T., Kajaharand T.* Shear behaviour and design of doubly symmetric hollow flange beam with web openings // Journal of Constructional Steel Research. 2021. No 185. 106836.
12. *Оносов Г.В., Силина Н.Г.* Коррозионная стойкость стального тонколистового оцинкованного проката // Промышленное и гражданское строительство. 2020. № 10. С. 4–8. <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2020.10.04-08>
13. *Lawson R.M., Basta A.* Deflection of C-section beams with circular web openings // Thin-Walled Structures. 2019. No 134. Pp. 277–290.
14. *Yousefi A.M., Lim J.B.P., Charles G., Clifton G.C.* Web crippling design of cold-formed ferritic stainless steel unflipped channels with fastened flanges under end-two-flange loading condition // Journal of Constructional Steel Research. 2019. No 152. Pp. 12–28.
15. *Degtyareva N.* Parametric study and proposed design equation for cold-formed steel channels with slotted webs subjected to web crippling under interior two flange load case // Construction of Unique Buildings and Structures. 2021. No 97. Article No 9701.
16. *Кашеварова Г.Г., Косых П.А.* Сравнительный анализ результатов натурного и численного экспериментов по определению предельной несущей способности тонкостенных профилей «Атлант» // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2018. Vol. 14. No 3. Pp. 50–58. <http://doi.org/10.22337/2587-9618-2018-14-3-50-58>
17. *Корсун Н.Д., Простакишина Д.А.* Применение легких тонкостенных конструкций как способ энергосбережения в стальном строительстве // Вестник гражданских инженеров. 2019. № 5. С. 83–89. <http://doi.org/10.23968/1999-5571-2019-16-5-83-89>
18. *Советников Д.О., Виденков Н.В., Трубина Д.А.* Легкие стальные тонкостенные конструкции в многоэтажном строительстве // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. № 3 (30). С. 152–165. <http://doi.org/10.18720/CUBS.30.11>
19. *Решетников А.А., Корнет В.Ю., Леонова Д.А.* Анализ экономического преимущества перекрытия из ЛСТК перед деревянным // Инженерный вестник Дона. 2018. № 3. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n31y2018/5125 (дата обращения: 15.07.2021).
20. *Рыбаков В.А., Маслак Т.В., Федотова К.А., Смирнов А.В., Ананьева И.А.* Реконструкция скатных крыш с использованием легких стальных тонкостенных конструкций // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2017. № 12 (63). С. 20–48.
21. *Нефедов Г.В.* Строительство домов средней этажности на каркасах из легких стальных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2020. № 7. С. 10–15. <http://doi.org/10.33622/0869-7019.2020.07.10-15>
22. *Gravit M.V., Dmitriev I.I.* Thin-walled compressed steel constructions under fire load // Magazine of Civil Engineering. 2021. No 5 (105). Article No 10514. <http://doi.org/10.34910/MCE.105.14>

23. Марутян А.С. Гнутозамкнутые профили и расчет их оптимальных параметров // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. Т. 15. № 1. С. 33–43. <http://doi.org/10.22363-1815-5235-2019-15-1-33-43>
24. Марутян А.С. Сравнительный расчет оптимальных параметров швеллерных гнутых и гнутозамкнутых профилей // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. Т. 15. № 6. С. 415–432. <http://doi.org/10.22363-1815-5235-2019-15-6-415-432>
25. Марутян А.С. Двутавровые гнутозамкнутые профили с трубчатыми полками и расчет оптимальной компоновки их составных сечений // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2020. Т. 16. № 5. С. 334–350. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-5-334-350>
26. Марутян А.С. Оптимизация швеллерных и двутавровых гнутозамкнутых профилей с трубчатыми полками из листового проката разных толщин // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 2. С. 140–164. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-2-140-164>
27. Белов Г.И. Развитие методов расчета стержневых элементов стальных конструкций при многопараметрическом нагружении // Вестник гражданских инженеров. 2020. № 3. С. 43–54. <http://doi.org/10.23968/1999-5571-2020-17-3-43-54>
28. Белов Г.И. Аналитически-численный метод расчета на устойчивость стержневых элементов легких стальных тонкостенных конструкций // Вестник гражданских инженеров. 2020. № 4. С. 39–46. <http://doi.org/10.23968/1999-5571-2020-17-4-39-46>
29. Белый Г.И., Смирнов М.О. Обратный численно-аналитический метод расчета легких стальных тонкостенных стержневых элементов // Промышленное и гражданское строительство. 2021. № 3. С. 57–68. <http://doi.org/10.33622/0869-7019.2021.03.57-68>
30. Косенков В.В., Шуринов А.В. Уточнение методов расчета конструкций из стальных тонкостенных холодногнутох профилей // Промышленное и гражданское строительство. 2020. № 10. С. 65–76. <http://doi.org/10.33622/0869-7019.2020.10.65-76>
31. Fan S., Chen M., Li S., Ding Z., Shu G., Zheng B. Stainless steel lipped C-section beams: numerical modelling and development of design rules // Journal of Constructional Steel Research. 2019. No 152. Pp. 29–41.
32. Ye J., Hajirasouliha I., Becque J., Pilakoutas K. Development of more efficient cold-formed steel channel sections in bending // Thin-Walled Structures. 2016. No 101. Pp. 1–13. <http://doi.org/10.1016/j.tws.2015.12.021>
33. Lawson R.M., Bastab A. Deflection of C section beams with circular web openings // Thin-Walled Structures. 2019. No 134. Pp. 277–290.
34. Chen W., Ye J., Zhao Q., Jiang J. Full-scale experiments of gypsum-sheathed cavity-insulated cold formed steel walls under different fire conditions // Journal of Constructional Steel Research. 2020. No 164. <http://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.105809>
35. Li Z., Li T., Xiao Y. Connections used for cold-formed steel frame shear walls sheathed with engineered bamboo panels // Journal of Constructional Steel Research. 2020. No 164. 105787.
36. Стальные здания в Европе. Многоэтажные стальные здания: в 2 ч. Ч. 2. Основные проектные решения / подгот.: В.В. Галишникова, С.А. Печорская, В.В. Карневич; Ассоциация развития стального строительства. М.: Аксиом Графика Юнион, 2017. С. 56.
37. Марутян А.С. Оптимизация конструкций из трубчатых (гнутоварных) профилей квадратных (прямоугольных) и ромбических сечений // Строительная механика и расчет сооружений. 2016. № 1. С. 30–38.
38. Кашеварова Г.Г., Косых П.А. Определение эквивалентных геометрических характеристик профилей «Атлант» // Вестник Волжского регионального отделения РААСН. 2016. № 19. С. 207–214.
39. Каплун Я.А. Стальные конструкции из широкополочных двутавров и тавров / под ред. Н.П. Мельникова. М.: Стройиздат, 1981. С. 10–12.

References

1. Perelmuter A.V. Constructive form number one. *Proceeding of the Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture*. 2012;(1):27–39. (In Russ.)
2. Perelmuter A.V. *Essays on the history of metal structures*. Moscow: SKAD Soft Publ., ASV Publ.; 2015. (In Russ.)
3. Vedyakov I.I., Konin D.V. On the improvement of domestic grades of I-beam profiles with parallel shelf faces and the development of design standards for modern metal structures. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2014;(3):50–56. (In Russ.)
4. Vedyakov I.I., Konin D.V., Eremeev P.G. Development of a new assortment (GOST R) for the production of I-beams with wide shelves. *Construction Materials, Equipment, Technologies of the XXI Century*. 2017;(3–4):40–43. (In Russ.)
5. Kuznetsov D.N., Sazykin V.G. Stress-strain state of a steel I-beam in a combined beam. Part 1. *News of Higher Educational Institutions. Construction*. 2019;(11):5–16. (In Russ.) <http://doi.org/10.32683/0536-1052-2019-731-11-5-16>
6. Kuznetsov D.N., Sazykin V.G. Stress-strain state of a steel I-beam in a combined beam. Part 2. *News of Higher Educational Institutions. Construction*. 2019;(12):13–23. (In Russ.) <http://doi.org/10.32683/0536-1052-2019-732-12-13-23>

7. Kuznetsov D.N., Sazykin V.G. Stress-strain state of a steel I-beam in a combined beam. Part 3. *News of Higher Educational Institutions. Construction*. 2020;(1):18–33. (In Russ.) <http://doi.org/10.32683/0536-1052-2020-733-1-18-33>
8. Lyakhovich L.S., Akimov P.A., Tukhfatullin B.A. Assessment of the proximity of design to minimum material capacity solution of problem of optimization of the flange width of I-shaped cross-section rods with allowance for stability constraints or constraints for the value of the national frequency and strength requirements. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2020;16(2):71–82. <https://doi.org/10.22337/2587-9618-2020-16-2-71-82>
9. Trofimov V.I., Kaminskij A.M. *Light metal structures of buildings and structures*. Moscow: ASV Publ.; 2002. p. 174–186. (In Russ.)
10. Pritykin A.I., Lavrova A.S. Stress distribution in perforated beams with round cutouts during transverse bending. *Industrial and Civil Construction*. 2017;(2):81–85. (In Russ.)
11. Chandramohana D.L., Kanthasamy E., Gatheeshgarb P., Poologanathanb K., Fareedh M., Ishqyc M., Suntharalingamb T., Kajaharand T. Shear behaviour and design of doubly symmetric hollow flange beam with web openings. *Journal of Constructional Steel Research*. 2021;185:106836.
12. Onosov G.V., Silina N.G. Corrosion resistance of steel thin-sheet galvanized rolled products. *Industrial and Civil Construction*. 2020;(10):4–8. (In Russ.) <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2020.10.04-08>
13. Lawson R.M., Basta A. Deflection of C-section beams with circular web openings. *Thin-Walled Structures*. 2019;134:277–290.
14. Yousefi A.M., Lim J.B.P., Charles G., Clifton G.C. Web crippling design of cold-formed ferritic stainless steel unflipped channels with fastened flanges under end-two-flange loading condition. *Journal of Constructional Steel Research*. 2019;152:12–28.
15. Degtyareva N. Parametric study and proposed design equation for cold-formed steel channels with slotted webs subjected to web crippling under interior two flange load case. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2021;97:9701.
16. Kashevarova G.G., Kosyh P.A. The comparative analysis of the results of real and numerical experiments for defining the ultimate bearing capacity of light gauge steel studs “Atlant.” *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2018;14(3):50–58. (In Russ.) <http://doi.org/10.22337/2587-9618-2018-14-3-50-58>
17. Korsun N.D., Prostackishina D.A. Application of thin-walled structures for energy-savings in steel structure construction. *Magazine of Civile Engineering*. 2019;(5):83–89. (In Russ.) <http://doi.org/10.23968/1999-5571-2019-16-5-83-89>
18. Sovetnikov D.O., Videnkov N.V., Trubina D.A. Light gauge steel framing in construction of multi-storey buildings. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2015;(3(30)):152–165. (In Russ.) <http://doi.org/10.18720/CUBS.30.11>
19. Reshetnikov A.A., Kornet V.Yu., Leonova D.A. Analysis of the economic advantage of overlapping from LSTK before wooden. *Engineering Messenger of the Don*. 2018;(3). (In Russ.) Available from: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n31y2018/5125 (accessed: 15.07.2021).
20. Rybakov V.A., Maslak T.V., Fedotova K.A., Smirnov A.V., Ananeva I.A. Reconstruction of pitched roofs using steel thin-walled structures. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2017;12(63):20–48. (In Russ.)
21. Nefedov G.V. Construction of medium-storey residential buildings on frames of light steel thin-walled structures. *Industrial and Civil Engineering*. 2020;(7):10–15. (In Russ.) <http://doi.org/10.33622/0869-7019.2020.07.10-15>
22. Gravit M.V., Dmitriev I.I. Thin-walled compressed steel constructions under fire load. *Magazine of Civil Engineering*. 2021;(105(5)):10514. <http://doi.org/10.34910/MCE.105.14>
23. Marutyan A.S. Curved closed profiles and calculation of their optimal parameters. *Structural Mechanics of Engineering Construction and Buildings*. 2019;15(1):33–43. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363-1815-5235-2019-15-1-33-43>
24. Marutyan A.S. Comparative calculation of optimal parameters of channel bent and bent closed profiles. *Structural Mechanics of Engineering Construction and Buildings*. 2019;15(6):415–432. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363-1815-5235-2019-15-6-415-432>
25. Marutyan A.S. I-shaped bent closed profiles with tubular shelves and calculation of the optimal layout of their composite sections. *Structural Mechanics of Engineering Construction and Buildings*. 2020;16(5):334–350. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-5-334-350>
26. Marutyan A.S. Optimization of channels and I-shaped bended closed profiles with tubular shelves from sheets of different thicknesses. *Structural Mechanics of Engineering Construction and Buildings*. 2021;17(2):140–164. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-2-140-164>
27. Belyj G.I. Development of methods for calculating bar elements of steel structures under multi-parameter loading. *Bulletin of Civil Engineers*. 2020;(3):43–54. (In Russ.) <https://doi.org/10.23968/1999-5571-2020-17-3-43-54>
28. Belyj G.I. Analytical-numerical method for calculating the stability of rod elements of lightweight steel structures. *Bulletin of Civil Engineers*. 2020;(4):39–46. (In Russ.) <https://doi.org/10.23968/1999-5571-2020-17-4-39-46>
29. Belyj G.I., Smirnov M.O. Inverse numerical-analytical method for calculation of light steel thin-walled rod elements. *Industrial and Civil Engineering*. 2021;(3):57–68. (In Russ.) <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2021.03.57-68>
30. Kosenkov V.V., Shurinov A.V. Refinement of methods for calculating structures from steel thin-walled cold-formed sections. *Industrial and Civil Construction*. 2020;(10):65–76. (In Russ.) <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2020.10.65-76>

31. Fan S., Chen M., Li S., Ding Z., Shu G., Zheng B. Stainless steel lipped C-section beams: numerical modelling and development of design rules. *Journal of Constructional Steel Research*. 2019;(152):29–41.
32. Ye J., Hajirasouliha I., Becque J., Pilakoutas K. Development of more efficient cold-formed steel channel sections in bending. *Thin-Walled Structures*. 2016;(101):1–13. <http://doi.org/10.1016/J.TWS.2015.12.021>
33. Lawson R.M., Bastab A. Deflection of C section beams with circular web openings. *Thin-Walled Structures*. 2019;(134):277–290.
34. Chen W., Ye J., Zhao Q., Jiang J. Full-scale experiments of gypsum-sheathed cavity-insulated cold formed steel walls under different fire conditions. *Journal of Constructional Steel Research*. 2020;(164):105809. <http://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.105809>
35. Li Z., Li T., Xiao Y. Connections used for cold-formed steel frame shear walls sheathed with engineered bamboo panels. *Journal of Constructional Steel Research*. 2020;(164):105787.
36. Galishnikova V.V., Pechorskaya S.A., Karnevich V.V. (prep.) *Steel buildings in Europe. Multi-storey steel buildings. Part 2. Main design decisions*. Moscow: Aksiom Grafiks Yunion Publ.; 2017. (In Russ.)
37. Marutyan A.S. Optimization of tubular (bent-welded) structures square (rectangular) profiles and rhombic sections. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2016;(1(264)):30–38. (In Russ.)
38. Kashevarova G.G., Kosyh P.A. Determination of equivalent geometric characteristics of Atlant profiles. *Vestnik Volzhskogo Regional'nogo Otdeleniya RAASN*. 2016;(19):207–214. (In Russ.)
39. Kaplun Ya.A. Steel structures made of wide-brimmed I-beams and brands (N.P. Melnikov, Transl.). Moscow: Strojizdat Publ.; 1981. p. 10–12. (In Russ.)



ТЕОРИЯ ТОНКИХ ОБОЛОЧЕК THEORY OF THIN SHELLS

DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-2-140-149
UDC 624.074.4:514:72

REVIEW / НАУЧНЫЙ ОБЗОР

Tangential developable surfaces and their application in real structures

Sergey N. Krivoshapko  , Mathieu Gil-oulbé 

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

 sn_krivoshapko@mail.ru

Article history

Received: January 12, 2022

Revised: March 28, 2022

Accepted: April 7, 2022

For citation

Krivoshapko S.N., Gil-oulbé M. Tangential developable surfaces and their application in real structures. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022; 18(2):140–149. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-2-140-149>

Abstract. A class of developable surfaces contains cylindrical, conical, and tangential developable surfaces. Tangential developable surfaces are ruled surfaces of zero Gaussian curvature with cuspidal edges. They give great opportunities to architects and engineers for realization of their creative projects. Both the theoretical researches in the area of geometry of torsos and strength analysis of shells and the influence of these researches on the application of torsos in practice are shown. A presented research demonstrated that torsos found the application in shipbuilding, aircraft construction, mechanical engineering, in architecture and building, engineering equipment and communications, in road building, in anti-erosive banks, topography, and cartography, clothing articles of light industry, in sculptural forms, and in modelling with developable surfaces. It was confirmed by the references on great number of published works on the subject, real examples from practice, and by handing in 14 illustrations of real objects.

Keywords: tangential developable surface, shipbuilding, mechanical engineering, architecture, building, engineering equipment, road building, anti-erosive banks, topography, clothing articles, light industry, sculptural forms

Торсовые поверхности и их применение в реальных конструкциях

С.Н. Кривошапко  , М. Жиль-улбе 

Российский университет дружбы народов, Москва, Российская Федерация

 sn_krivoshapko@mail.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 12 января 2022 г.

Доработана: 27 марта 2022 г.

Принята к публикации: 7 апреля 2022 г.

Аннотация. Класс развертывающихся поверхностей включает в себя цилиндрические, конические и торсовые поверхности. Торсовые поверхности – это линейчатые поверхности нулевой гауссовой кривизны с ребром возврата. Они дают большой простор архитекторам и инженерам для реализации твор-

Sergey N. Krivoshapko, DSc, 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: 0000-0002-9385-3699, Scopus Author ID: 6507572305, eLIBRARY SPIN-code: 2021-6966; sn_krivoshapko@mail.ru

Mathieu Gil-oulbé, Candidate of Technical Sciences, 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: 0000-0003-0057-3485, Scopus Author ID: 57209566642, eLIBRARY ID: 27261171; gil-oulbem@hotmail.com

Кривошапко Сергей Николаевич, доктор технических наук, профессор департамента строительства, Инженерная академия, Российский университет дружбы народов, Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6; ORCID: 0000-0002-9385-3699, Scopus Author ID: 6507572305, eLIBRARY SPIN-код: 2021-6966; sn_krivoshapko@mail.ru

Жиль-улбе Матье, кандидат технических наук, доцент департамента строительства, Инженерная академия, Российский университет дружбы народов, Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6; ORCID: 0000-0003-0057-3485, Scopus Author ID: 57209566642, eLIBRARY ID: 27261171; e-mail: gil-oulbem@hotmail.com

© Krivoshapko S.N., Gil-oulbé M., 2022

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

Для цитирования

Krivoshapko S.N., Gil-oulbé M. Tangential developable surfaces and their application in real structures // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. Т. 18. № 2. С. 140–149. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-2-140-149>

ческих планов. Представлены как теоретические исследования в области геометрии и прочности торсов, так и образцы применения торсов в реальных структурах. Проведенный анализ источников показал, что торсы нашли применение в судо-, самолето- и машиностроении, в архитектуре и строительстве, в формах инженерного оборудования, в дорожном строительстве, при строительстве противоэрозионных валов, в топографии и картографии, в текстильной промышленности, в скульптурных формах и при аппроксимации сложных поверхностей. Это подтверждается ссылками на большое число опубликованных работ по теме и реальными примерами возведенных сооружений и объектов. Приведено 14 иллюстраций соответствующих структур.

Ключевые слова: торсовая поверхность, судостроение, машиностроение, архитектура пространственных систем, инженерное оборудование, дорожное строительство, антиэрозионный вал, топография, изделия легкой промышленности, скульптурная форма

Introduction

At present time, hundreds of scientific papers, tens of monographies, devoted to investigations of torsal surfaces (torses, tangential developables) and shells, were published and many theses were defended on the considered subject. French scientist G. Monge began theoretical investigation of torsal surfaces in 1805. However, they were known since Archimedes when Archimedes screw has been obtained by experimental means. Interest for study of torsal surfaces does not calm down till present time. The chronology of published scientific-and-technical papers is evidence of it [1]. The themes of published papers include the following branches of human activities: shipbuilding, aircraft construction, agricultural implements, machine building, architecture and building, road building, anti-erosive banks and cartography, clothing articles of light industry, sculptural forms.

Later on, let us consider only non-degenerated developable surfaces, i.e. tangential developable surfaces, leaving the degenerated developable surfaces, i.e. cylindrical and conical surfaces, out of this review [2]. Tangential developable surfaces, cones, and cylinders are the ruled surfaces of zero Gaussian curvature and they permit uncoiling on plane without any folds and breakages. A tangent developable is a developable surface constructed by the union of the tangent lines of a space curve.

Potentialities and advantages of torsos are presented and described in many works [1; 3–6], but only small part of real torsos were put into practice as factory-made goods, thin-walled structures, and shell erections in spite of large number of designs, recommendations of scientists on introduction of new types of surfaces, and the sketches of erection.

A brief overview of publications on theoretical studies of torse surfaces and shells

In this section, we will indicate only works in which there is a large bibliography on the topic of the article, and the article itself contains interesting results on torsos. Otherwise, it becomes necessary to indicate hundreds of sources.

The main theorems for developable non-degenerate surfaces and methods of their construction are presented in a paper [7] with 59 references. These issues are covered in more detail in the monograph [1] with 386 references. All currently known ruled surfaces of negative and zero Gaussian curvature are indicated in an article [2].

A method of construction of developments of tangential developable surfaces is well studied. Geometricians presented seven analytical methods [8] and six graphical methods. A method of triangulation is the most popular.

There are works devoted to approximation of torsos by hipped plate constructions [1]. Approximation simplifies considerably a process of manufacturing of torse article, but at present time, approximation is used only for substitution of cones by pyramids and cylinders by prisms.

The study of the process of rolling torsos against each other is still of purely theoretical significance with recommendations for practical use [9; 10]. This problem is studied in works of V.S. Obukhova, A.L. Martirosov, S.F. Pilipaka, and G.S. Rachkovskaya. However, all their papers were published before 2008. New researches on this theme were not discovered.

As the presented studies show, all known torse surfaces are specified in a curvilinear non-orthogonal conjugate coordinate system, which complicates the calculation of thin shells with a middle torse surface for strength or stability. About a dozen works are known, for example [1; 11; 12], where the equilibrium equations, physical and geometric equations for the analytical calculation of torse shells are given. These equations have

been used only for open developable helicoid [1; 13; 14]. The momentless theory for calculating torse shells given in curvilinear non-orthogonal coordinates is well-developed [1].

Only one type of tangent developable surfaces just equal slope surfaces can be easily given in lines of principal curvature. But now nobody solved the problem of strength analysis in analytical form. O.O. Aleshina analysed an equal slope shell with the ellipse at the base on action of own weight with the help of a FEM and with the help of a variational difference energy method [15].

Published works on the application of torsos in real structures make up a separate section in the research of torsos. Based on these works, one can judge the demands of society for the application of torse forms and its awareness of the state of affairs in the theoretical results in this area.

The application of torse forms in real items, structures, and buildings

Tangential developable surfaces have applications not only in mathematics but also in engineering. Consider the main branches of human activity where torsos have found a confirmed application and have been embodied in real items, structures, and buildings.

Shipbuilding. This branch of the national economy uses torse surfaces as a means of approximating the base surface of the skin of surface ships. The method is used to construct tape torsos based on two parallel curves, which in turn are parallel to the waterline (Figure 1). Yacht and boat builders who work at home with plywood and aluminium [16], use widely developable surfaces.

Agricultural implements. The smoothness of the plow surface is of great importance to prevent soil sticking to the plow blade. The possibilities of using torse surfaces as plowshares and a description of methods for obtaining torse plows were considered in many works, for example, in [17; 18]. The production association “Selkhozkhimiya” (Kherson) proved that tools of this type were suitable for the cultivation of salt licks [19].

In order not to repeat the materials of previously published works, let us point out the course of lectures [20], which describes the main agricultural machines currently in use, and in the works [1; 5; 7; 9; 17–19] numerous sources are given, where the information on prototypes of the working bodies of these agricultural machines in



Figure 1. The erection of steel ship hull
(Available from: ladverf.ru (accessed: 30.04.2021))

the shape of torsal surfaces is presented. In all cases, parabolic bending of a flat metal workpiece is used without changing its thickness [21].

Mechanical engineering. Torse surfaces have been used in the design of gears [22]. There are works by V.S. Lyukshin, where the questions of the application of open developable helicoids for the formation of cutting tools are discussed in great detail and the treatment of an involute helical surface by the rolling method is described.

In mechanical engineering some surfaces have to be produced from sheet metal without deep-drawing, merely by bending the sheet. A developable car designed by Gregory Epps is a piecewise-smooth surface which can be decomposed into planar, cylindrical, conical and general tangent-surface-type developables [23]. One can assemble a model of real helicopter from fragments of developable surfaces [24]. In machine building, cylindrical and conical surfaces are used very widely in comparison with tangential developable surfaces.

Architecture and building. On the topic of this section, several structures were found (Figures 2 and 3), where the method of constructing a torse along two predetermined edge curves was used. In modern architecture, their properties were most successfully applied by Hans Hollein, Frank O. Gehry (Figure 2, *b*), Santiago Calatrava. Besides the building shown in Figure 2, *b*, F.O. Gehry used developable surfaces for forming of the overlap of the MARTa Herford Museum in Herford, Germany, and in the Guggenheim Museum in Bilbao, Spain. Developable walls of Disney concert hall in Los Angeles are well known.

Structures, shown in Figures 2, *a* and 3, *b*, were made by parabolic bending of initial plane thin sheet into the given position [21]. Additional examples of application of torsal surfaces in contemporary architecture are presented in a paper [4]. Georg Glaeser [4] writes that tangential developable surfaces are claimed by vanguard architecture where smooth surfaces are used and limitation on cost of building is especially taken into account.

In general, geometric knowledge in combination with new methods of structural computation opens up new approaches to manufacturing and fabrication of freeform surfaces with approximation of them by developable surfaces.

Several sketches of buildings that can be the basis of architectural designs are available additionally (Figure 4) [5].

If we assume that at the base of the structure shown in Figure 4, an ellipse lies, and the vertex has the shape of a circle with a radius R , then the parametric equations of this torse surface can be taken in the mono-graph [1]. If we assume, that in Figure 4 the surface of an equal slope with an ellipse at the base is shown, then its equation is given in [25].

As an example, we can also cite a structure where the covering is made in the form of a torse with an edge of regression on a circular cone (Figure 5). This solution was repeated in several buildings.

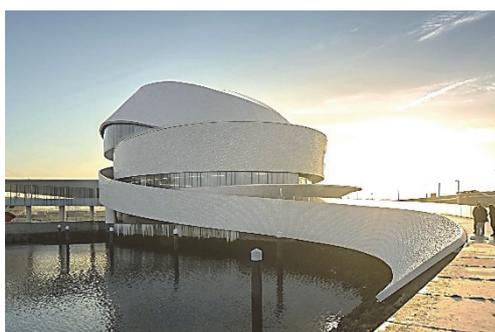


a

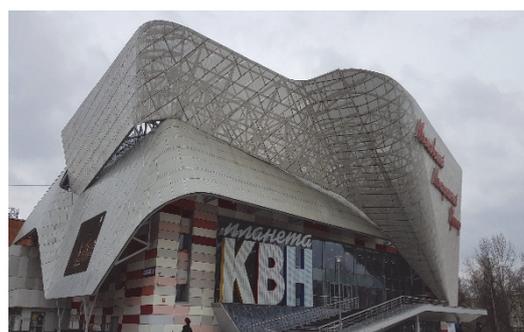


b

Figure 2. Pavilion Luxembourg, Expo2020 (*a*) & Hotel Marques de Riscal, Spain, arch. Frank Gehry (*b*)
(Available from: <https://www.luxembourgexpo2020dubai.lu/en/le-design-2/le-design/> (*a*); <http://arx.novosibdom.ru/node/1853> (*b*)
(accessed: 30.01.2021))



a



b

Figure 3. A cruise terminal in the port of Leixoes, Portugal, arch. Luis Pedro Silva, 2015 (*a*) & a building “The planet KVN”, Moscow (*b*)
(photo *a* available from: <https://www.pinterest.ru/pin/272608583674986563/> (accessed: 10.08.2019); photo *b* by E.A. Grinko)

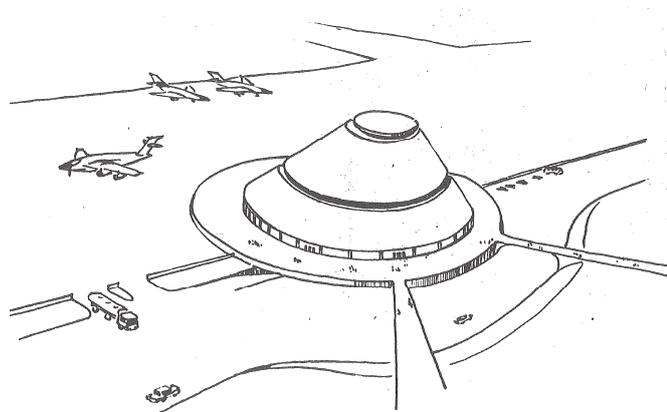


Figure 4. A sketch of building in airport
(a sketch was made by S.N. Krivoshapko)



Figure 5. Torse covering in the form of a conical helicoid
(Available from: <https://www.kcur.org/show/central-standard/2015-02-12/the-bloody-history-of-mormonism-in-jackson-county> (accessed: 10.05.2021))

Engineering equipment and communications. When constructing industrial buildings, much attention is paid to engineering equipment, in particular, pipelines. Pipelines can cross at different angles, large diameter pipelines can be split into multiple pipelines of different diameters, etc. In this case, torsal surfaces become indispensable in the design of mating units. This is clearly shown in the book [26]. Designers try to use cylindrical and conical surfaces, but sometimes torsal surfaces greatly simplify the design of the assembly. These connections are made by parabolic bending of a flat metal sheet with a preliminary construction of the developments of its elements [21].

An open developable helicoid (torse-helicoid or evolvent helicoid) is often used (Figure 6, *a*). It can be used as auger, screw, vertical or horizontal conveyor for transporting bulk, straw and semi-liquid loads (Figure 6, *b*), support anchor (Figure 6, *c*) [27]. Open helicoid is one continuous length as opposed to sectional flight, which consists of individual turns or segments that need to be welded together. Many scientific articles are devoted to the study of the stress-strain state of this construction.

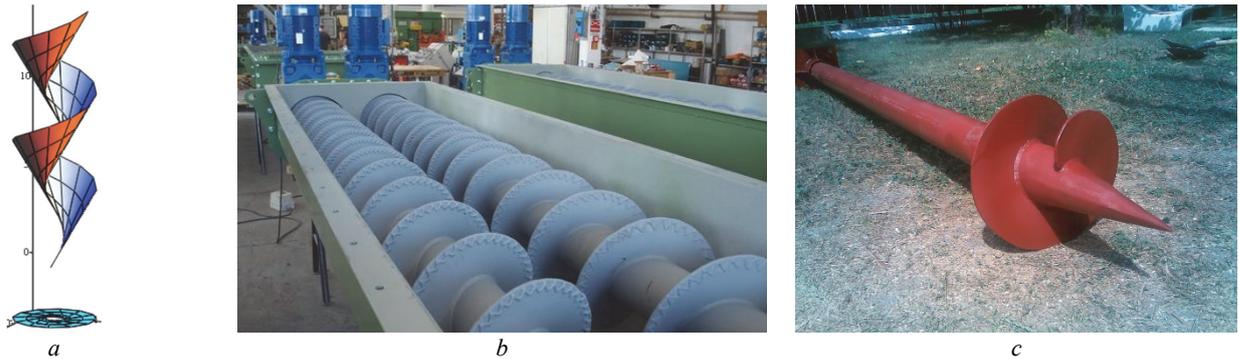


Figure 6. A model of screw conveyer (*a*), a horizontal multi screw conveyer [IndiaMART] (*b*), a boring pile (*c*) (Available from: <https://www.exportersindia.com/product-detail/screw-conveyor-4292236.htm> (accessed: 12.08.2021))



Figure 7. The Louvre, the Pyramid, Paris (Available from: <https://www.pinterest.ru/pin/le-louvre-under-the-pyramid--469641067371696783/> (accessed: 12.08.2021))



Figure 8. MRL with light source [28]



Figure 9. Strengthening of slope of the embankment when grade and rounding of the road (Available from: https://www.geo-allianz.ru/objects/ukreplenie_otkosov_na_uchastke_dorogi_m-11/ (accessed: 30.04.2021))

The joint use of the developable and right helicoids in one spiral reinforced concrete staircase was first carried out in the museum-panorama “Stalingrad Battle” (Volgograd). A spiral staircase, the lower surface of which is a torse-helicoid, is used for ascent of visitors from the first floor to the observation deck. A developable helicoid can be seen also in entrance staircase of the Louvre by the Pyramid (Figure 7).

In [28], two example of designed lighting equipment with tangent surface were introduced at first (Figure 8). ‘Mountain Range Light’ (MRL), was designed to resemble the mountains surrounding the old city of Kyoto, Japan. Because the mainframe of MRL is the directing line of shade surfaces, the surfaces become developable ones.

Road building. The known geometric properties of the surface of the equal slope made possible to use them for approximation of topographic surface [29]. The same properties are used when designing embankment slopes when grade and rounding of roads, where the edge of the roadway is taken as the guiding curve (Figure 9). Examples of using surfaces of the equal slope when designing slopes in railway construction are available.

Anti-erosive banks, topography, and cartography. For the first time, torse surfaces were used for topographic purposes by G. Monge in 1764 working at the l'École Royale du Génie de Mézières, when he was given the task of determining the necessary height of an outer wall in a design of fortification [3].

Anti-erosion shafts on slopes have a curved shape, and they try to secure coincidence of banks with the equidistant curved lines of the topographic surface. Within two parallel curved lines, it is easy to construct a torse surface of a general type or a surface of the equal slope [20], which is used for approximation of a topographic surface.

Modern computer programs “DEVELOPABLE-MESH” and “UNFOLD program” give possibility to build developable surfaces according to separate scattered numerical marks, approximating geological structures with a given degree of accuracy. The method proposed in an article [30] was applied in real conditions (Red Mountain area in the Ventura basin).

In cartography, the problem of projecting the surface of the Earth's fragments onto a developable surface, which is then flattened onto a plane, has been completely solved [31].

Clothing articles of light industry. The application of the results of geometric modelling of light industry products and methods of cutting fabrics is described in papers [6; 32] with the involvement of a large number of used literature.



Figure 10. A sculpture from sheet materials, Austria (photo by N.S. Krivoshapko)



Figure 11. Abstract composition, Ireland (photo by N.S. Krivoshapko)



Figure 12. A ruled Möbius strip, Ekaterinburg, Russia (photo by N.E. Misyura)



Figure 13. Unfolding structure in the park (photo was taken in Internet)



Figure 14. The Scroll, 2019, UAE (Available from: <https://www.e-architect.com/dubai/the-scroll-sculpture-in-sharjah-uae> (accessed: 30.04.2021))

Sculptural forms. Ilhan Koman was one of the innovative sculptors of the 20th century [33]. He frequently used mathematical concepts in creating his sculptures and discovered a wide variety of sculptural forms. He focused on developable sculptural forms and worked during a period that covers the late 1970's and early 1980's. Bruno Postle in conjunction with Gerry Judah [34] created and described sculpture in the form of a trefoil knot from sheet materials for Goodwood Festival of Speed in 2012. The full sculpture consists of eleven segments. The only structural components are the three surfaces themselves. These surfaces were developed in software into 2D cutting patterns and later cut from 6 mm steel plate. The plates were then welded together into eleven transportable sections and site-welded into the finished piece. The analogous sculpture was placed in Austria (Figure 10).

An interesting installation can be obtained by parabolic bending of a thin sheet of metal (Figure 11). Designers often use the Möbius strip (Figure 12) and other tape developable structures (Figure 13) to decorate parks and squares.

Gerry Judah has created a large sculpture titled “The Scroll” (Figure 14), 2019, before House of Wilson Library (Foster + Partners) in Sharjah, United Arab Emirates. This sculpture was designed in the form of developable strip.

There are many really erected sculptural forms in the form of torse elements. All of them were fulfilled in the style of contemporary art. This demonstrates the great interest of designers in the geometry of the torsal surfaces.

Modelling with developable surfaces. The reason why one wants to approximate complex surface by developable surfaces is manufacturing. The reinforced concrete shell requires formworks. This under construction is much easier to make if straight elements can be used. Approximation of non-developable surfaces by developable is studied in many works. Triangular fragments easily substitute developable surface due to its ability to develop on the plane. This problem is investigated in a work [35]. Johannes Wallner [36] presents several methods of approximation of complex surfaces by developable surfaces and gives the examples of substitution of developable surfaces by discrete conjugate nets consisting of finitely many discrete developables. Such a discrete surface is called a semi discrete conjugate net. A paper [37] studies geometric design of developable surfaces that consist of consecutive Bézier patches.

Tens of scientific papers are devoted to approximation of complex surfaces by tangential developable surfaces and tangential developable surfaces by plane triangular and quadrangular figures. Some of these works are indicated in the monograph [1] and in articles [9; 31; 36; 37] with a large amount of used literature.

Results

In all branches of the industries considered, construction and architecture, only thin-walled torse products and metal structures obtained by bending a thin workpiece have found real application. Torses have also found a real embodiment in mechanical engineering for the design of gears, in topography and in road construction. All other torse products, structures and erections are presented in sketches, projects, models and wishes of the authors of scientific and technical articles.

The purpose of this work is not to review all available scientific and technical literature on torses and torse shells. This was done in a monography [1] with 386 references, in a paper [38] with 44 sources, etc. The purpose of the article is to show the influence of scientific and technical information about torses on their use in real structures and buildings.

Additional information on recommendations for the application of torses, on products and structures in the form of torses, on the application of torses in aircraft construction, on the application of torse surfaces to study the geometry of complex surfaces and on the generalization of the concept of a torse to a multidimensional case is given in [1; 4; 5; 7; 9; 26]. The article does not repeat the content of previously published works, indicated in the used literature, but supplements them in terms of the application of torses in various branches of the national economy.

Conclusion

The provided information has shown that now, the study of torses and torse shells is carried out in the following directions: 1) construction of developments of torses on a plane with using a computer; 2) rolling of torses over each other; 3) application of the theory of torses to the geometry of surfaces of nonzero Gaussian curvature; 4) the use of torses in real structures; 5) analysis of thin torse shells for strength, stability, dynamics; 6) generalization of the concept of a torse surface to a multidimensional case.

The results obtained in all the indicated directions influence the recommendations for the application of torse in real products, structures and erections. Despite the successes in all these areas, the application of tangential developable surfaces in real structures, with the exception of shipbuilding, has not yet reached a satisfactory state.

References

1. Krivoschapko S.N. *Geometry of ruled surfaces with cuspidal edge and linear theory of analysis of torse shells*. Moscow: RUDN Publ.; 2009. (In Russ.)
2. Krivoschapko S.N. Analytical ruled surfaces and their complete classification. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020;16(2):131–138. (In Russ.) <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-2-131-138>
3. Lawrence S. Developable surfaces: their history and application. *Nexus Network Journal*. 2011;13(3):701–714. <https://doi.org/10.1007/S00004-011-0087-Z>

4. Glaeser G., Gruber F. Developable surfaces in contemporary architecture. *Journal of Mathematics and the Arts*. 2007;1(1):59–71. <https://doi.org/10.1080/17513470701230004>
5. Krivoshapko S.N., Mamieva I.A. The opportunities of applications of torse surfaces and developable shells in Dagestan. *Herald of Daghestan State Technical University. Technical Sciences*. 2011;(3(22)):118–127 (In Russ.)
6. Pavlova S.V. *Elaboration of a method of transformation of complex surface fragment with the help of torse mediator for design of articles of fashion industry* (dissertation of Candidate of Technical Sciences). Omsk; 2010. (In Russ.)
7. Krivoshapko S.N., Shambina S.L. Design of developable surfaces and the application of thin-walled developable structures. *Serbian Architectural Journal*. 2012;4(3):298–317.
8. Ershov M.E., Tupikova E.M. Design of development of torse surface with parabolas on the edges. *Engineering Research – 2020: Proceedings of the Scientific and Practical Conference with International Participation*. Moscow; 2020. p. 34–41. (In Russ.)
9. Krivoshapko S.N., Mamieva I.A., Razin A.D. Tangential developable surfaces and shells: new results of investigations. *Journal of Mechanics of Continua and Mathematical Sciences*. 2019;(Special Issue 1):324–333. <https://doi.org/10.26782/jmcmms.2019.03.00031>
10. Martirosov A.L., Rachkovskaya G.S. Analytical description of rolling a cone of variable geometry onto the development of the torse surface. *Proceedings of the Rostov State University of Civil Engineering*. 1998;3:173–176.
11. Goldenveizer A. L. *Theory of elastic thin shells*. New York: Pergamon Press; 1961.
12. Krivoshapko S.N. Static analysis of shells with developable middle surfaces. *Applied Mechanics Reviews*. 1998;51(12, Part 1):731–746. <https://doi.org/10.1115/1.3098985>
13. Bajoriya G.Ch. An analysis of a long developable open helicoid with using of a moment theory in displacements. *Stroitel'naya Mekhanika i Raschet Sooruzheniy*, 1985;(3):22–24. (In Russ.)
14. Jayavardena K. Solution of problems of thin elastic shells in the form of developable helicoids (thesis of Candidate of Technical Sciences). Moscow: RUDN University; 1992.
15. Ivanov V.N., Alyoshina O.O. Comparative analysis of the results of determining the parameters of the stress-strain state of equal slope shell. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2019;15(5):374–383. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-5-374-383>
16. Barry C.D. Working with developable surfaces. *Boatbuilder*. 2001;(Jan./Feb.):1–8.
17. Gorbатовich Zh.N., Starodetko E.V. On possible criteria of optimality of parameters of plough-mouldboard surface. *Theory and Methods of Computer-Aided Design: Scientific and Technical Collection*. 1982;(2):42–47. (In Russ.)
18. Farhutdinov I.M. *Perfection of plough-mouldboard surface of body of plough on the basis of modelling technological process of ploughing* (dissertation of Candidate of Technical Sciences). Ufa; 2012. (In Russ.)
19. Khmelenko A.S. Surface of pressure in construction of working body of deep rippers. *Applied Geometry and Engineering Graphics*. 1986;41:70–71. (In Russ.)
20. Tlishev A.I., Trubilin E.I., Bogus A.E. *Structures of hardware components of agro industrial complex*. Krasnodar: Kubanskiy GAU Publ.; 2016. (In Russ.)
21. Krivoshapko S.N. About parabolic bending of a flat metal sheet into a torso structure. *Mechanical Engineering Technology*. 2020;11(229):14–24. (In Russ.)
22. Martirosov A.L., Beskopylnaya S.V. *Ruled gearing*. Rostov-on-Don; 1992. (In Russ.)
23. Kilian M., Flöry S., Chen Z., Mitra N., Sheffer A., Pottmann H. Curved folding. *ACM Transactions on Graphics*. 2008;27(3):1–9. <https://doi.org/10.1145/1360612.1360674>
24. Gershon Elber. Model fabrication using surface layout projection. *CAD*. 1995;27(4):283–291.
25. Aleshina O.O. Researches on geometry and analysis of torse shells of equal slope. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*, 2019;3(284):63–70.
26. Polański S., Pianowski L. *Rozwinięcia powierzchni w technice. Konstrukcje wspomagane komputerowo*. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN; 2001. (In Polish.)
27. Krivoshapko S.N., Rynkovskaya M. Five types of ruled helical surfaces for helical conveyers, support anchors and screws. *MATEC Web of Conferences*. 2017;95:06002. <http://doi.org/10.1051/mateconf/20179506002>
28. Suzuki H. Designing of lighting equipment making use of tangent surface and control method of the surface by hermite curve. *15th International Conference on Geometry and Graphics*. Montreal; 2012. <https://doi.org/10.13140/2.1.4733.2161>
29. Varvaritza A.G. Approximation of topographical surface by equal slope surface. *Applied Geometry and Engineering Graphics*. 1976;21:39–42. (In Russ.)
30. Thibert B., Gratier J.-P., Morvan J.-M. A direct method for modeling and unfolding developable surfaces and its application to the Venture Basin (California). *Journal of Structural Geology*. 2005;(2):303–316.
31. Kolmanič S., Guid N. The flattening of arbitrary surfaces by approximation with developable strips. *From Geometric Modeling to Shape Modeling* (U. Cugini, M. Wozny, eds.). Kluwer Academic Publishers; 2001. p. 35–44.
32. Miori I., Haruki I. A method of predicting sewn shapes and a possibility of sewing by the theory of developable surfaces. *Journal of the Japan Research Association for Textile End-Uses*. 2007;48(1):42–51.
33. Koman I., Ribeyrolles F. On my approach to making nonfigurative static and kinetic sculpture. *Leonardo*. 1979;12(1):1–4.

34. Postle B. Methods for creating curved shell structures from sheet materials. *Buildings*. 2012;2:424–455. <https://doi.org/10.3390/buildings2040424>
35. Volkov A.I. Parqueting of torse shell. *Voprosi Nachertat. Geometrii i Eyo Prilozhenie*. Kharkov: KhADI Publ; 1963. p. 21–24. (In Russ.)
36. Wallner J. *Ruled Surfaces and Developable Surfaces*. 2019. Available from: <http://www.geometrie.tugraz.at/wallner/kurs.pdf> (accessed: 30.04.2021).
37. Chu C.-H., Chen J.-T. Geometric design of developable composite Bézier surfaces. *Computer-Aided Design and Applications*. 2004;1(1–4):531–539. <https://doi.org/10.1080/16864360.2004.10738296>
38. Tang C., Bo P., Wallner J., Pottmann H. Interactive design of developable surfaces. *ACM Transactions on Graphics*. January 2016;35(2):12. <https://doi.org/10.1145/2832906>

Список литературы

1. *Кривошапко С.Н.* Геометрия линейчатых поверхностей с ребром возврата и линейная теория расчета торсовых оболочек. М.: РУДН, 2009. 357 с.
2. *Кривошапко С.Н.* Аналитические линейчатые поверхности и их полная классификация // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2020. Т. 16. № 2. С. 131–138. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-2-131-138>
3. *Lawrence S.* Developable surfaces: their history and application // *Nexus Network Journal*. 2011. Vol. 13. No 3. Pp. 701–714. <https://doi.org/10.1007/S00004-011-0087-Z>
4. *Glaeser G., Gruber F.* Developable surfaces in contemporary architecture // *Journal of Mathematics and the Arts*. 2007. Vol. 1. Issue 1. Pp. 59–71. <https://doi.org/10.1080/17513470701230004>
5. *Кривошапко С.Н., Мамиева И.А.* Возможности применения торсов и торсовых оболочек в условиях Дагестана // *Вестник Дагестанского государственного технического университета*. 2011. № 3 (22). С. 118–127.
6. *Павлова Св.Вл.* Разработка способа развертывания участка сложной поверхности с помощью торсового посредника для проектирования изделий индустрии моды: дис. ... канд. техн. наук. Омск, 2010.
7. *Krivoshapko S.N., Shambina S.L.* Design of developable surfaces and the application of thin-walled developable structures // *Serbian Architectural Journal*. 2012. Vol. 4. No 3. Pp. 298–317.
8. *Ершов М.Е., Туликова Е.М.* Построение развертки торсовой поверхности с параболоми на торцах // *Инженерные исследования – 2020: труды научно-практической конференции с международным участием*. М., 2020. С. 34–41.
9. *Krivoshapko S.N., Mamieva I.A., Razin A.D.* Tangential developable surfaces and shells: new results of investigations // *Journal of Mechanics of Continua and Mathematical Sciences*. 2019. Special Issue 1. Pp. 324–333. <https://doi.org/10.26782/jmcms.2019.03.00031>
10. *Мартиросов А.Л., Рачковская Г.С.* Аналитическое описание качения конуса переменной геометрии по развертке торсовой поверхности // *Известия РГСУ*. 1998. Вып. 3. С. 173–176.
11. *Goldenveizer A.L.* Theory of elastic thin shells. New York: Pergamon Press, 1961.
12. *Krivoshapko S.N.* Static analysis of shells with developable middle surfaces // *Applied Mechanics Reviews*. 1998. Vol. 51. No. 12. Part 1. Pp. 731–746. <https://doi.org/10.1115/1.3098985>
13. *Баджория Г.Ч.* Расчет длинного развертывающегося геликоида по моментной теории в перемещениях // *Строительная механика и расчет сооружений*. 1985. № 3. С. 22–24.
14. *Джаявардена К.* Решение задач упругих оболочек в форме развертывающихся геликоидов: дис. ... канд. техн. наук. М.: РУДН, 1992.
15. *Иванов В.Н., Алёшина О.О.* Сравнительный анализ результатов определения параметров напряженно-деформированного состояния оболочки одинакового ската с направляющим эллипсом в основании // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2019. Т. 15. № 5. С. 374–383. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-5-374-383>
16. *Barry C.D.* Working with developable surfaces // *Boatbuilder*. 2001. Jan./Feb. Pp. 1–8.
17. *Горбатович Ж.Н., Стародетко Е.В.* О возможном критерии оптимальности параметров лемешно-отвальной поверхности // *Теория и методы автоматизированного проектирования: научно-технический сборник*. Вып. 2. Минск: АН БССР, Институт технической кибернетики, 1982. С. 42–47.
18. *Фархутдинов И.М.* Совершенствование лемешно-отвальной поверхности корпуса плуга на основе моделирования технологического процесса вспашки: дис. ... канд. техн. наук. Уфа, 2012. 176 с.
19. *Хмеленко А.С.* Поверхность давления в конструировании рабочих органов глубокорыхлителей // *Прикладная геометрия и инженерная графика*. Киев, 1986. Вып. 41. С. 70–71.
20. *Тлишев А.И., Трубилин Е.И., Богус А.Э.* Конструкции технических средств АПК. Краснодар: Кубанский ГАУ, 2016. 309 с.
21. *Кривошапко С.Н.* О параболическом изгибании плоского металлического листа в торсовую конструкцию // *Технология машиностроения*. 2020. № 11 (221). С. 14–24.

22. Мартыросов А.Л., Бескопильная С.В. Линейчатое защепление. Ростов н/Д, 1992. 13 с.
23. Kilian M., Flöry S., Chen Z., Mitra N., Sheffer A., Pottmann H. Curved folding // ACM Transactions on Graphics. 2008. Vol. 27. Issue 3. Pp. 1–9. <https://doi.org/10.1145/1360612.1360674>
24. Gershon E. Model fabrication using surface layout projection // CAD. 1995. Vol. 27. No 4. Pp. 283–291.
25. Алёшина О.О. Исследования по геометрии и расчету торсовых оболочек одинакового ската // Строительная механика и расчет сооружений. 2019. № 3 (284). С. 63–70.
26. Polański S., Pianowski L. Rozwinięcia powierzchni w technice. Konstrukcje wspomagane komputerowo. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN, 2001. 412 p.
27. Krivoshapko S.N., Rynkovskaya M. Five types of ruled helical surfaces for helical conveyers, support anchors and screws // MATEC Web of Conferences. 2017. Vol. 95. 5 p. <http://doi.org/10.1051/matecconf/20179506002>
28. Suzuki H. Designing of lighting equipment making use of tangent surface and control method of the surface by hermite curve // 15th International Conference on Geometry and Graphics. Montreal, 2012. 10 p. <https://doi.org/10.13140/2.1.4733.2161>
29. Варварица А.Г. Аппроксимация топографической поверхности поверхностью одинакового ската // Прикладная геометрия и инженерная графика. Киев: Будівельник, 1976. Вып. 21. С. 39–42.
30. Thibert B., Gratier J.-P., Morvan J.-M. A direct method for modeling and unfolding developable surfaces and its application to the Venture Basin (California) // Journal of Structural Geology. 2005. Vol. 27. Issue 2. Pp. 303–316.
31. Kolmanič S., Guid N. The flattening of arbitrary surfaces by approximation with developable strips. From geometric modeling to shape modeling / ed. by U. Cugini, M. Wozny. Kluwer Academic Publisher, 2001. Pp. 35–44.
32. Miori I., Haruki I. A method of predicting sewn shapes and a possibility of sewing by the theory of developable surfaces // Journal of the Japan Research Association for Textile End-Uses. 2007. Vol. 48. No 1. Pp. 42–51.
33. Koman I., Ribeyrolles F. On my approach to making nonfigurative static and kinetic sculpture // Leonardo. 1979. Vol. 12. No 1. Pp. 1–4.
34. Postle B. Methods for creating curved shell structures from sheet materials // Buildings. 2012. Vol. 2. Pp. 424–455. <https://doi.org/10.3390/buildings2040424>
35. Волков А.И. Паркетирование торсового покрытия-оболочки // Вопросы начертательной геометрии и ее прилож. Харьков: ХАДИ, 1963. С. 21–24.
36. Wallner J. Ruled surfaces and developable surfaces. 24 p. URL: <http://www.geometrie.tugraz.at/wallner/kurs.pdf> (accessed: 30.04.2021).
37. Chu C.-H., Chen J.-T. Geometric design of developable composite Bézier surfaces // Computer-Aided Design and Applications. 2004. Vol. 1(1–4). Pp. 531–539. <https://doi.org/10.1080/16864360.2004.10738296>
38. Tang C., Bo P., Wallner J., Pottmann H. Interactive design of developable surfaces // ACM Transactions on Graphics. 2016. Vol. 35. Issue 2. <https://doi.org/10.1145/2832906>



DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-2-150-160
 УДК 624.046.3

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Теоретико-экспериментальное моделирование деформирования цилиндрической оболочки из стали 45 при сложном нагружении

С.В. Черемных 

Тверской государственный технический университет, Тверь, Российская Федерация
 ✉ chermnykh_s.v@mail.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 12 января 2022 г.
 Доработана: 27 марта 2022 г.
 Принята к публикации: 7 апреля 2022 г.

Для цитирования

Черемных С.В. Теоретико-экспериментальное моделирование деформирования цилиндрической оболочки из стали 45 при сложном нагружении // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. Т. 18. № 2. С. 150–160. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-2-150-160>

Аннотация. Тонкостенные цилиндрические оболочки применяются в элементах высоконагруженных изделий машиностроения и энергетики. Наряду с частым использованием на производстве, экспериментальные исследования в лабораториях также проводятся постоянно. Это позволяет смоделировать поведение оболочки при воздействии на нее внешних сил. Но иногда проведение эксперимента становится маловозможным из-за ограничения мощности экспериментального аппарата при моделировании соответствующих условий воздействия на оболочку в практике, поэтому актуально совершенствование теоретических методов расчета предельных состояний оболочек при работе в упругопластической области. Цель исследования – проверка соответствия результатов эксперимента, проведенного на тонкостенной цилиндрической оболочке из стали 45 (ГОСТ 1050–2013) при воздействии на образец силами растяжения, сжатия и кручения с теоретическими расчетами на основе уравнений теории упругопластических процессов А.А. Ильюшина. Приведены уравнения определяющих соотношений теории упругопластических процессов А.А. Ильюшина для произвольных траекторий сложного нагружения и деформирования материалов в девиаторном пространстве деформаций Э1–Э3. Все теоретические результаты проверены на соответствие с экспериментом, дана оценка достоверности существующей теории устойчивости. Решение представляется в виде графиков зависимости векторных и скалярных свойств материала от величины длины дуги траектории деформации и других параметров. Для различных этапов нагружения выборочно представлены числовые значения.

Ключевые слова: экспериментальное исследование, тонкостенная цилиндрическая оболочка, упругопластический процесс, нагрузка, аппроксимация, гипотеза компланарности, деформация

Черемных Степан Валерьевич, кандидат технических наук, доцент кафедры конструкций и сооружений, Тверской государственный технический университет, Российская Федерация, 170026, Тверь, наб. Аф. Никитина, д. 22; ORCID: 0000-0002-4620-117X, Scopus ID: 57214785020, eLIBRARY SPIN-код: 9323-8370; chermnykh_s.v@mail.ru

© Черемных С.В., 2022



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

Theoretical and experimental modeling of deformation of a cylindrical shell made of 45 steel under complex loading

Stepan V. Cheremnykh 

Tver State Technical University, Tver, Russian Federation

✉ cheremnykh_s.v@mail.ru

Article history

Received: January 12, 2022

Revised: March 28, 2022

Accepted: April 7, 2022

For citation

Cheremnykh S.V. Theoretical and experimental modeling of deformation of a cylindrical shell made of 45 steel under complex loading. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022;18(2):150–160. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-2-150-160>

Abstract. Thin-walled cylindrical shells are used in elements of highly loaded products of mechanical engineering and energy. Along with their frequent use in production, experimental research in laboratories is also carried out constantly. This allows to simulate the behavior of the shell when exposed to external forces. But sometimes conducting an experiment becomes little possible due to the limitation of the power of the experimental apparatus when modeling the corresponding conditions of exposure to the shell in practice, therefore, improving theoretical methods for calculating the limiting states of shells when working in the elastoplastic region is relevant. The purpose of the study is to verify the conformity of the results of the experiment conducted on a thin-walled cylindrical shell made of steel 45 (GOST 1050–2013) when exposed to the sample by stretching, compression and torsion forces with theoretical calculations based on the equations of the theory of elastic-plastic processes by A.A. Ilyushin. The equations of the defining relations of the theory of elastic-plastic processes by A.A. Ilyushin for arbitrary trajectories of complex loading and deformation of materials in the deviatory deformation space Ξ_1 – Ξ_3 are presented. All theoretical results are checked for compliance with the experiment, the reliability of the existing theory of stability is assessed. The solution is presented in the form of graphs of the dependence of the vector and scalar properties of the material on the length of the arc of the deformation trajectory and other parameters. Numerical values are selectively presented for different loading stages.

Keywords: experimental study, thin-walled cylindrical shell, elastic-plastic process, load, approximation, coplanarity hypothesis, deformation

Введение

Выполненные на сегодняшний день экспериментальные исследования в области упругопластического деформирования тонкостенных цилиндрических оболочек не структурированы и не имеют единой унификационной классификации построения экспериментальных программ [1–5]. Опыты многогранны, проводятся на образцах с разными сечениями, физико-механическими свойствами, температурами и химическим составом, а потому трудно сопоставимы по результатам и не могут однозначно ответить на вопрос о степени влияния нагрузок на критические параметры напряжений и деформаций при определенном процессе нагружения.

Учениками Тверской научной школы под руководством В.Г. Зубчанинова наиболее подробно экспериментально исследованы простые процессы в пространстве напряжений, при нагружении оболочек силами растяжения, сжатия, кручения или внутреннего давления [6–11]. В то же время оценка нагружения оболочек под одновременным действием нескольких сил, которое можно назвать сложным нагружением, в работах встречается крайне редко и требует внимания в настоящее время [12–21].

Обработка экспериментальных результатов исследования также выполняется по-разному¹. Если в расчетной практике диаграммы растяжения и сжатия часто аппроксимируют в виде кусочно-ломаных

Stepan V. Cheremnykh, Candidate of Technical Sciences, senior lecturer of the Department of Structures, Tver State Technical University, 22 Af. Nikitina Naberezhnaya, Tver, 170026, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-4620-117X, Scopus ID: 57214785020, eLIBRARY SPIN-code: 9323-8370; cheremnykh_s.v@mail.ru

¹ Программа для ЭВМ № 2020619026 (РФ; Программа, база данных). Программа для решения задачи бифуркации цилиндрической оболочки с учетом сложного характера деформирования в момент потери устойчивости при сложном докритическом нагружении для траектории в виде двузвенных ломаных / Соколов С.А., Черемных С.В., Александров М.Ю.; 2020, Бюл. № 8. URL: <http://www1.fips.ru/Archive/EVM/2016/2016.08.20/Index.htm> (дата обращения: 25.03.2016).

прямых, то в многопараметрических процессах, например при одновременном воздействии на образец осевой сжимающей силы, крутящего момента и внутреннего давления, построение аппроксимаций сложными функциями представляет собой трудную задачу.

Учеными выдвигались различные гипотезы, упрощающие задание функций, описывающих процесс деформирования. Одной из таких теорий является гипотеза компланарности А.А. Ильюшина для векторов напряжения, приращения напряжения и приращения деформации [22]. Векторное представление процессов нагружения и деформирования материалов, введенное А.А. Ильюшиным в теории упругопластических процессов, является весьма наглядным и эффективным как при выводе определяющих соотношений, так и при описании и анализе экспериментальных значений функционалов пластичности [23–25]. Гипотеза применяется при построении общей теории устойчивости оболочек при сложном нагружении за пределом упругости и является частным случаем теории упругопластических процессов А.А. Ильюшина. Она отличается довольно простым математическим аппаратом и, что особенно важно, прямой возможностью экспериментально проверить ее основные постулаты и уравнения.

В данной работе рассматривается основанное на гипотезе компланарности А.А. Ильюшина моделирование траектории деформации цилиндрической оболочки из стали 45 при сложном нагружении осевой сжимающей/растягивающей силой и крутящим моментом, экспериментальная часть которого подробно рассмотрена в [26].

Материалы и методы

В [26] испытания проводились на автоматизированном испытательном комплексе СН-ЭВМ. В качестве образца для испытания использовалась тонкостенная цилиндрическая оболочка из стали 45 ГОСТ 1050–2013 толщиной 1 мм, радиусом срединной поверхности 15,5 мм и длиной рабочей зоны 110 мм. Результатом испытания являются экспериментально полученные числовые значения модуля вектора напряжения σ , МПа, и деформации ε , %, время проведения испытания (секунд), а также значения компонент векторов напряжений и деформаций.

Обработка экспериментальных данных. После нагружения оболочки осевой сжимающей/растягивающей силой и крутящим моментом в трехмерном векторном пространстве годографа вектора деформаций и отклика на нее в форме траектории напряжения, полученной в эксперименте [26], производится локальное сглаживание экспериментальных данных для компонент деформаций ε_{ij} и компонент напряжений σ_{ij} . Для аппроксимирования экспериментальных диаграмм условно примем $y_i = \sigma_{ij}$ либо $y_i = \varepsilon_{ij}$ ($i, j = 1, 2, 3$).

Сглаживание экспериментальных значений y_i вычисляем по формулам, полученным на основе метода наименьших квадратов для аппроксимирующего многочлена третьей степени [22]:

$$y_i = \frac{1}{35}[-3y_{i-2} + 12y_{i-1} + 17y_i + 12y_{i+1} - 3y_{i+2}], \quad (1)$$

где для крайних точек

$$\begin{cases} y_{i-2} = 1/70[69y_{i-2} + 4y_{i-1} - 6y_i + 4y_{i+1} - y_{i+2}]; \\ y_{i-1} = 1/35[2y_{i-2} + 27y_{i-1} + 12y_i - 8y_{i+1} + 2y_{i+2}]; \\ y_{i+1} = 1/35[2y_{i-2} - 8y_{i-1} + 12y_i + 27y_{i+1} + 2y_{i+2}]; \\ y_{i+2} = 1/70[-y_{i-2} + 4y_{i-1} - 6y_i + 4y_{i+1} + 69y_{i+2}]. \end{cases} \quad (2)$$

Аппроксимации (1) и (2) физически достоверно описывают процессы упругопластического деформирования стали, поэтому они используются как основной расчетный вариант при вычислении численных значений, характеризующих напряженно-деформируемое состояние материала.

Моделирование деформирования цилиндрической оболочки. Вычисление компонент векторов напряжений и деформаций и их модулей производим по формулам [22]:

$$S_1 = \sqrt{\frac{2}{3}} \left[\sigma_{11} - \frac{1}{2}(\sigma_{22} + \sigma_{33}) \right]; \quad S_2 = \frac{\sigma_{22} - \sigma_{33}}{\sqrt{2}}; \quad S_3 = \sqrt{2}\sigma_{12}; \quad (3)$$

$$\Theta_1 = \sqrt{\frac{2}{3}}[\varepsilon_{11} - \varepsilon_0]; \quad \Theta_2 = \sqrt{2}(\varepsilon_{22} + \frac{1}{2}\varepsilon_{11} - \frac{3}{2}\varepsilon_0); \quad \Theta_3 = \sqrt{2}\varepsilon_{12}, \quad (4)$$

где средние значения напряжений и деформаций определяются как $\sigma_0 = \frac{1}{3}(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})$; $\varepsilon_0 = \sigma_0 / 3K$, при значении модуля объемной деформации $K = 1,75 \times 10^5$ МПа.

Главные нормальные напряжения и удлинения определяем по формулам [22]:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22}}{2} \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + 4\sigma_{12}^2}; \quad \sigma_3 = 0; \quad (5)$$

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22}}{2} \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22})^2 + 4\varepsilon_{12}^2}; \quad \varepsilon_3 = 3\varepsilon_0 - (\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22}). \quad (6)$$

Главные касательные напряжения и сдвиги и их интенсивности [22]:

$$T_{12} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}; \quad T_{23} = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2}; \quad T_{13} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}; \quad (7)$$

$$\Gamma_{12} = \varepsilon_1 - \varepsilon_2; \quad \Gamma_{23} = \varepsilon_2 - \varepsilon_3; \quad \Gamma_{13} = \varepsilon_1 - \varepsilon_3; \quad (8)$$

$$T = \frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{T_{12}^2 + T_{23}^2 + T_{13}^2}; \quad \Gamma = \frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{\Gamma_{12}^2 + \Gamma_{23}^2 + \Gamma_{13}^2}. \quad (9)$$

Результаты и обсуждение

По формуле (1) и (2) произведем локальное сглаживание экспериментальных данных для значений модуля вектора напряжения σ и деформации Θ , а также их компонент. На рис. 1, а показана экспериментальная и аппроксимированная диаграмма деформирования оболочки в плоскости $\sigma(\Theta)$. Стоит отметить, что при наложении диаграммы почти совпадают, это позволяет сделать вывод о соответствии опыту формул для аппроксимации экспериментальных диаграмм. При выборочной детализации графика на рис. 1, б численный разброс между экспериментальными (кривая синего цвета) и расчетными значениями (кривая красного цвета) составляет не более 2 %.

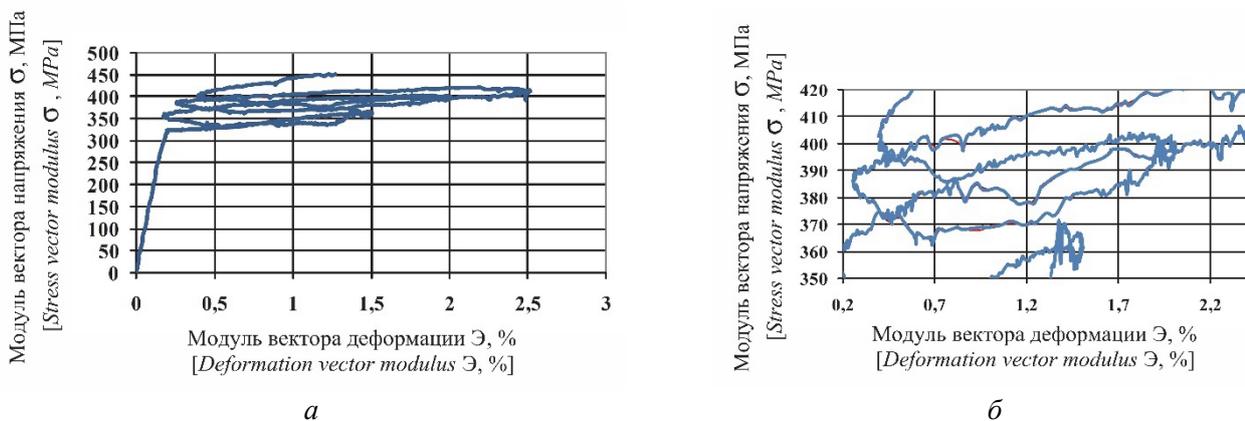


Рис. 1. Диаграмма деформирования оболочки в плоскости $\sigma(\Theta)$:

а – общий вид; б – детализация графика

Figure 1. Diagram of shell deformation in the plane $\sigma(\Theta)$:

а – general view; б – graph detail

Как отмечалось ранее, векторное представление процессов деформирования материалов А.А. Ильюшина в теории упругопластических процессов является эффективным при описании экспериментальных значений функций пластичности [17; 18; 27].

По формулам (3) и (4), соответствующим теории упругопластических процессов А.А. Ильюшина, а также на основании экспериментальных данных произведем вычисление компонент векторов деформаций, представив результаты графически на рис. 2 и 3.

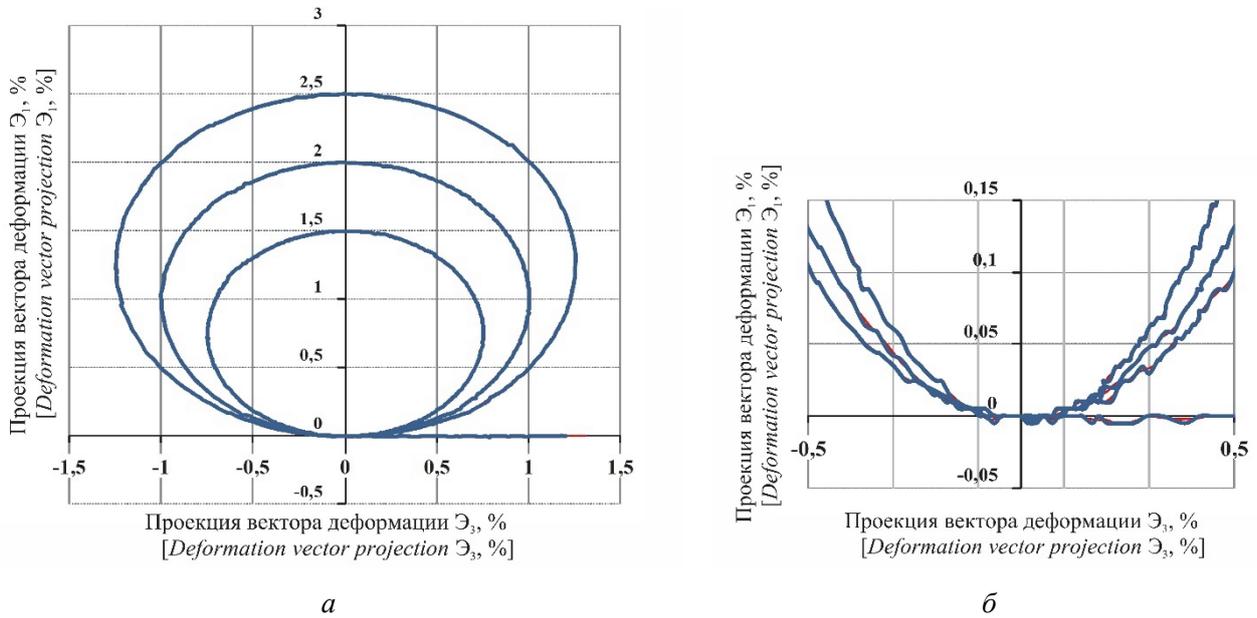


Рис. 2. Траектория деформирования оболочки из стали 45:
a – общий вид; *б* – детализация графика
Figure 2. The trajectory of deformation of the shell made of steel 45:
a – general view; *б* – graph detail

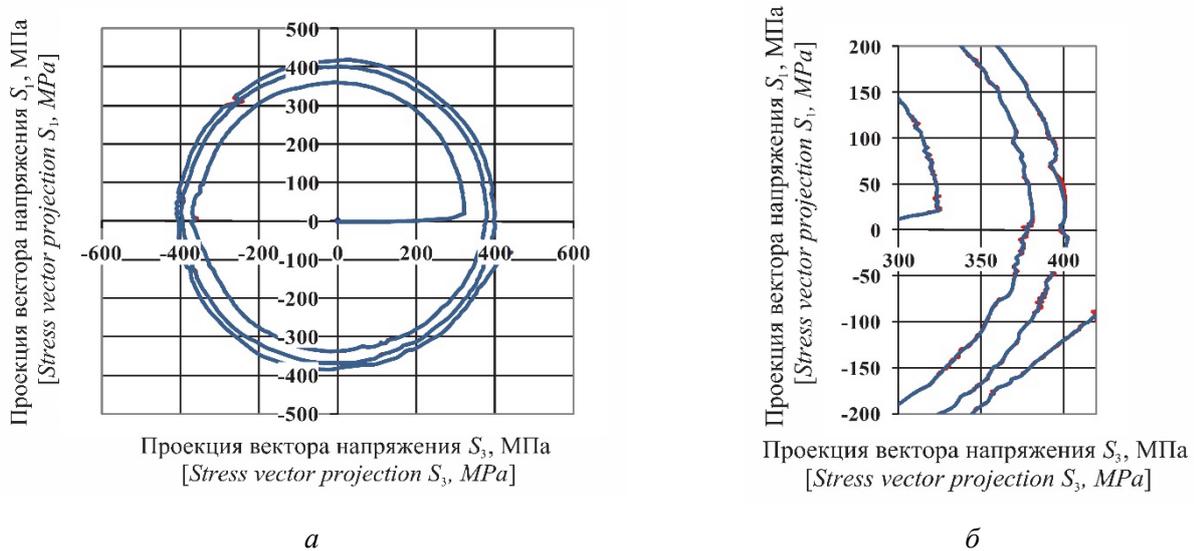


Рис. 3. Траектория проекции вектора напряжения S_1-S_3 :
a – общий вид; *б* – детализация графика
Figure 3. The trajectory of the projection of the voltage vector S_1-S_3 :
a – general view; *б* – graph detail

На рис. 2 и 3, а также последующих рис. 4–6 экспериментальным данным соответствует кривая синего цвета, а расчетным – кривая красного цвета. Как следует из детализации рис. 2, б; 3, б; 4, б; 5, б; 6, б теоретические расчеты сопоставимы с экспериментальными значениями, а разница между ними не превышает 1 %.

Далее показаны графики глобальной (рис. 4) и локальной (рис. 5, 6) диаграмм деформирования.

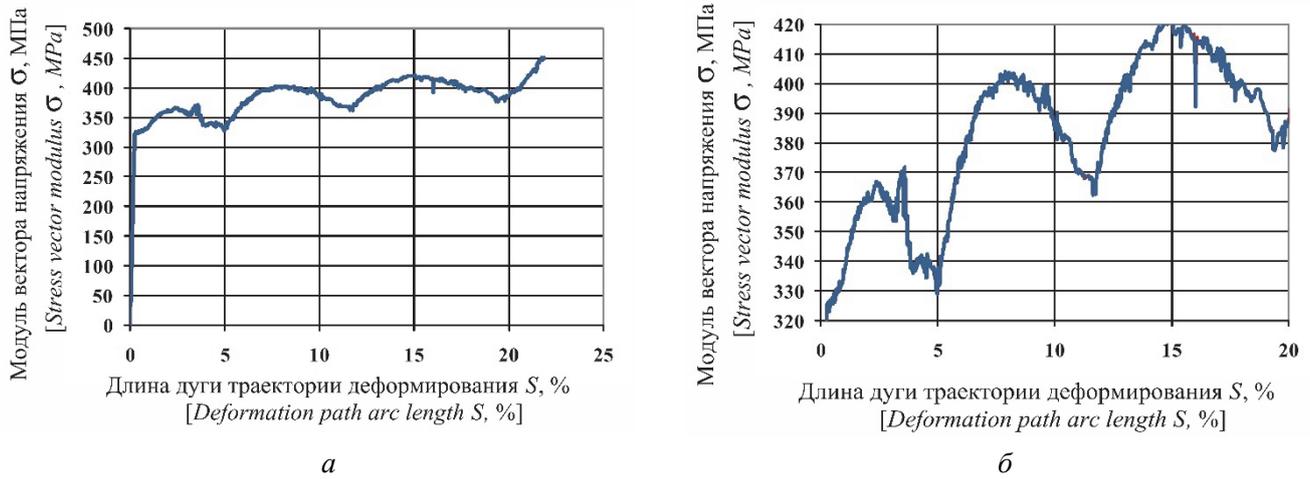


Рис. 4. Диаграмма деформирования оболочки в плоскости $\sigma(S)$:

a – общий вид; *б* – детализация графика

Figure 4. Diagram of shell deformation in the plane $\sigma(S)$:

a – general view; *б* – graph detail

На рис. 4 горизонтальная ось длины дуги траектории деформирования S , являющаяся параметром или мерой деформирования, определяет внутреннюю геометрию траектории нагружения (рис. 2) и находится по экспериментальным результатам.

Влияние сложного нагружения на устойчивость образцов проявляется, прежде всего, в момент потери устойчивости, когда происходит излом траекторий деформаций и нагружения. Обычно при графическом и числовом анализе экспериментальных результатов момент потери устойчивости определяется резким изломом процесса деформирования на всех или одной из локальных диаграмм. Однако при анализе построенных рис. 5 и 6 для выполненного эксперимента [26] стоит отметить, что резкого излома процесса деформирования не наблюдается, это говорит о сохранении устойчивости образца при завершении опыта.

Помимо графического анализа по результатам выполненного эксперимента и проверки его соответствия теории упругопластических процессов А.А. Ильюшина, опытные данные показывают значения, определяющие внутренние силы в твердом теле, а также показатели изменения формы и размеров тела для последующего решения задач механики упругопластических деформаций.

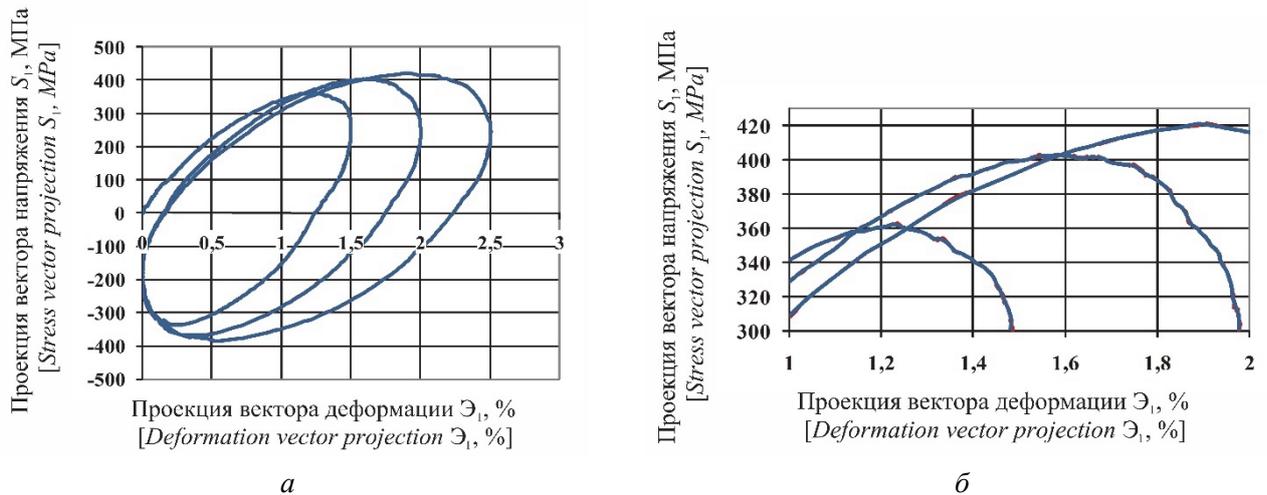
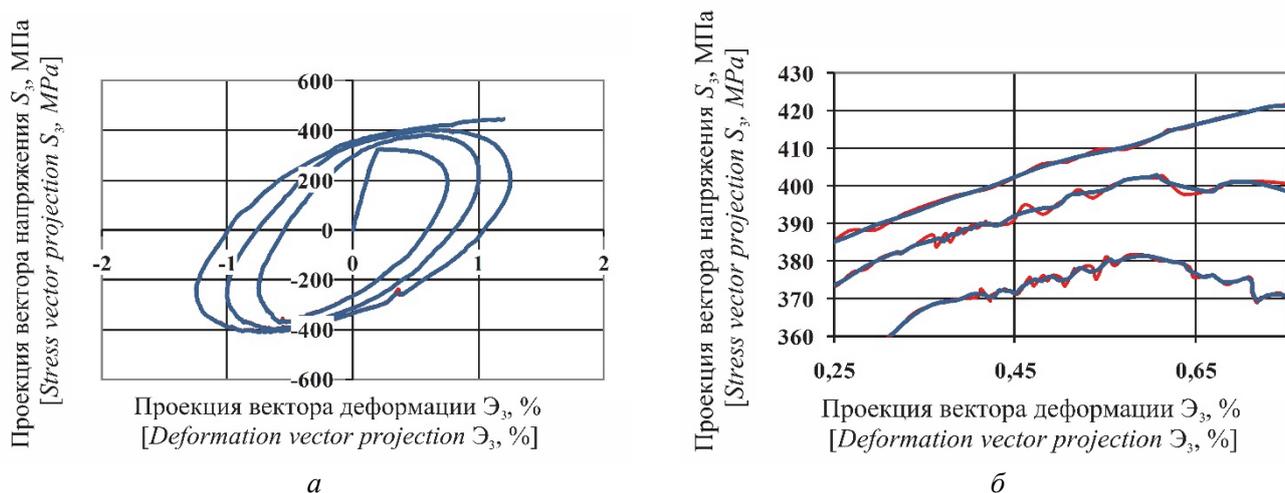


Рис. 5. Локальная диаграмма деформирования S_1-E_1 :

a – общий вид; *б* – детализация графика

Figure 5. The trajectory of the projection of the voltage vector S_1-E_1 :

a – general view; *б* – graph detail

Рис. 6. Локальная диаграмма деформирования S_3 – ε_3 :

а – общий вид; б – детализация графика

Figure 6. The trajectory of the projection of the voltage vector S_3 – ε_3 :

а – general view; б – graph detail

В частности, теория напряжений ставит перед собой задачу определения внутренних сил в материале. Эти силы показывают межмолекулярное взаимодействие, а меру внутренних сил называют напряжением. Под действием внешних факторов тело деформируется и изменяется расстояние между его точками, вследствие чего возникают дополнительные внутренние силы. С помощью формул (5), (7) и опытных данных определяют главные нормальные и касательные напряжения, характеризующие напряженное состояние в точке.

В свою очередь, теория деформаций изучает механическое изменение взаимного расположения множества точек сплошной среды, приводящее к изменению формы и размеров тела. Деформация тела возникает в результате действия внешних сил и приводит к возникновению напряжений. Для описания деформации тела используются перемещения точек. Деформация тела состоит из деформации ее материальных частиц. Для их описания применяются относительные удлинения и сдвиги, рассчитываемые по формулам (6), (8), (9). Определение деформации тела также необходимо для оценки его жесткости и выявления напряжений.

Таблица 1

Результаты экспериментальных исследований оболочки

Этап	σ , МПа	ε , %	S , %	Время, с	ε_1 , %	ε_2 , %	ε_3 , %	S_1 , МПа	S_2 , МПа	S_3 , МПа	ε_{11} , %	ε_{22} , %	ε_{33} , %	σ_{11} , МПа	σ_{22} , МПа	σ_{33} , МПа
1	142,4	0,07	0,09	164	0,00	0,01	0,07	0,97	0,00	142,48	0,00	0,01	0,05	1,18	0,00	100,75
1	159,1	0,09	0,10	180	0,00	0,02	0,08	0,97	0,00	159,11	0,00	0,01	0,06	1,18	0,00	112,51
1	170,8	0,10	0,11	196	0,00	0,02	0,09	1,45	0,00	170,80	0,00	0,01	0,07	1,77	0,00	120,77
1	188,3	0,11	0,12	212	0,00	0,02	0,10	1,45	0,00	188,33	0,00	0,01	0,07	1,77	0,00	133,17
1	202,2	0,11	0,13	228	0,00	0,01	0,11	1,93	0,00	202,26	0,00	0,01	0,08	2,37	0,00	143,02
2	372,4	0,48	6,02	7267	0,11	-0,13	0,45	-29,46	0,00	371,27	0,09	-0,14	0,32	-36,08	0,00	262,53
2	373,7	0,49	6,04	7283	0,11	-0,14	0,46	-28,50	0,00	372,62	0,09	-0,14	0,32	-34,90	0,00	263,48
2	376,6	0,50	6,05	7299	0,11	-0,14	0,47	-25,60	0,00	375,76	0,09	-0,14	0,33	-31,35	0,00	265,70
2	374,2	0,50	6,06	7315	0,12	-0,14	0,47	-22,70	0,00	373,52	0,10	-0,14	0,33	-27,80	0,00	264,12
2	376,7	0,51	6,07	7331	0,12	-0,14	0,48	-20,29	0,00	376,21	0,10	-0,14	0,34	-24,84	0,00	266,02
3	397,5	0,85	13,1	13530	0,28	-0,16	0,79	69,07	0,00	391,49	0,23	-0,23	0,56	84,59	0,00	276,83
3	398,3	0,85	13,2	13535	0,28	-0,15	0,79	71,00	0,00	391,94	0,23	-0,22	0,56	86,96	0,00	277,15
3	402,8	0,88	13,24	13553	0,29	-0,16	0,81	76,31	0,00	395,54	0,24	-0,23	0,57	93,46	0,00	279,69
3	403,7	0,89	13,2	13569	0,30	-0,16	0,82	81,14	0,00	395,54	0,25	-0,24	0,58	99,38	0,00	279,69
3	403,4	0,90	13,2	13585	0,31	-0,16	0,83	84,04	0,00	394,64	0,25	-0,24	0,59	102,93	0,00	279,05
4	423,1	0,67	21,1	17792	0,00	-0,34	0,57	-104,81	0,00	409,92	0,00	-0,24	0,41	-128,36	0,00	289,86
4	425,3	0,70	21,1	17808	0,00	-0,34	0,61	-101,43	0,00	413,07	0,00	-0,24	0,43	-124,22	0,00	292,08
4	427,1	0,71	21,1	17812	0,00	-0,34	0,62	-101,61	0,32	414,87	0,00	-0,24	0,44	-124,22	0,45	293,36
4	427,0	0,72	21,2	17824	0,00	-0,34	0,64	-99,50	0,00	415,32	0,00	-0,24	0,45	-121,86	0,00	293,67
4	428,9	0,75	21,2	17840	0,00	-0,34	0,67	-96,12	0,00	418,01	0,00	-0,24	0,48	-117,72	0,00	295,58

Table 1

Results of experimental studies of the shell

Stage	σ , MPa	ε , %	S , %	Time, s	ε_1 , %	ε_2 , %	ε_3 , %	S_1 , MPa	S_2 , MPa	S_3 , MPa	ε_{11} , %	ε_{22} , %	ε_{12} , %	σ_{11} , MPa	σ_{22} , MPa	σ_{12} , MPa
1	142.4	0.07	0.09	164	0.00	0.01	0.07	0.97	0.00	142.48	0.00	0.01	0.05	1.18	0.00	100.75
1	159.1	0.09	0.10	180	0.00	0.02	0.08	0.97	0.00	159.11	0.00	0.01	0.06	1.18	0.00	112.51
1	170.8	0.10	0.11	196	0.00	0.02	0.09	1.45	0.00	170.80	0.00	0.01	0.07	1.77	0.00	120.77
1	188.3	0.11	0.12	212	0.00	0.02	0.10	1.45	0.00	188.33	0.00	0.01	0.07	1.77	0.00	133.17
1	202.2	0.11	0.13	228	0.00	0.01	0.11	1.93	0.00	202.26	0.00	0.01	0.08	2.37	0.00	143.02
2	372.4	0.48	6.02	7267	0.11	-0.13	0.45	-29.46	0.00	371.27	0.09	-0.14	0.32	-36.08	0.00	262.53
2	373.7	0.49	6.04	7283	0.11	-0.14	0.46	-28.50	0.00	372.62	0.09	-0.14	0.32	-34.90	0.00	263.48
2	376.6	0.50	6.05	7299	0.11	-0.14	0.47	-25.60	0.00	375.76	0.09	-0.14	0.33	-31.35	0.00	265.70
2	374.2	0.50	6.06	7315	0.12	-0.14	0.47	-22.70	0.00	373.52	0.10	-0.14	0.33	-27.80	0.00	264.12
2	376.7	0.51	6.07	7331	0.12	-0.14	0.48	-20.29	0.00	376.21	0.10	-0.14	0.34	-24.84	0.00	266.02
3	397.5	0.85	13.1	13530	0.28	-0.16	0.79	69.07	0.00	391.49	0.23	-0.23	0.56	84.59	0.00	276.83
3	398.3	0.85	13.2	13535	0.28	-0.15	0.79	71.00	0.00	391.94	0.23	-0.22	0.56	86.96	0.00	277.15
3	402.8	0.88	13.24	13553	0.29	-0.16	0.81	76.31	0.00	395.54	0.24	-0.23	0.57	93.46	0.00	279.69
3	403.7	0.89	13.2	13569	0.30	-0.16	0.82	81.14	0.00	395.54	0.25	-0.24	0.58	99.38	0.00	279.69
3	403.4	0.90	13.2	13585	0.31	-0.16	0.83	84.04	0.00	394.64	0.25	-0.24	0.59	102.93	0.00	279.05
4	423.1	0.67	21.1	17792	0.00	-0.34	0.57	-104.81	0.00	409.92	0.00	-0.24	0.41	-128.36	0.00	289.86
4	425.3	0.70	21.1	17808	0.00	-0.34	0.61	-101.43	0.00	413.07	0.00	-0.24	0.43	-124.22	0.00	292.08
4	427.1	0.71	21.1	17812	0.00	-0.34	0.62	-101.61	0.32	414.87	0.00	-0.24	0.44	-124.22	0.45	293.36
4	427.0	0.72	21.2	17824	0.00	-0.34	0.64	-99.50	0.00	415.32	0.00	-0.24	0.45	-121.86	0.00	293.67
4	428.9	0.75	21.2	17840	0.00	-0.34	0.67	-96.12	0.00	418.01	0.00	-0.24	0.48	-117.72	0.00	295.58

Таблица 2

Результаты теоретической обработки экспериментальных исследований оболочки

Этап	σ , МПа	ε , %	S , %	Время, с	ε_1 , %	ε_2 , %	ε_3 , %	S_1 , МПа	S_2 , МПа	S_3 , МПа	ε_{11} , %	ε_{22} , %	ε_{12} , %	σ_{11} , МПа	σ_{22} , МПа	σ_{12} , МПа
1	143,56	0,08	0,09	164	0,00	0,01	0,07	0,55	0,00	143,56	0,00	0,01	0,05	0,68	0,00	101,51
1	157,42	0,08	0,10	180	0,00	0,02	0,08	1,21	0,00	157,42	0,00	0,01	0,06	1,49	0,00	111,31
1	172,54	0,10	0,11	196	0,01	0,02	0,09	1,28	0,00	172,53	0,00	0,01	0,07	1,57	0,00	122,00
1	187,60	0,10	0,12	212	0,00	0,02	0,10	1,49	0,00	187,60	0,00	0,01	0,07	1,83	0,00	132,65
1	201,20	0,11	0,13	228	0,00	0,02	0,11	2,10	0,00	201,19	0,00	0,01	0,08	2,57	0,00	142,26
2	372,76	0,48	5,44	7267	0,10	-0,14	0,45	-30,17	0,00	371,54	0,09	-0,14	0,32	-36,95	0,00	262,72
2	374,24	0,49	5,45	7283	0,11	-0,14	0,46	-27,92	0,00	373,19	0,09	-0,14	0,32	-34,19	0,00	263,89
2	375,14	0,50	5,46	7299	0,11	-0,14	0,46	-25,72	0,00	374,26	0,09	-0,14	0,33	-31,50	0,00	264,64
2	375,86	0,51	5,47	7315	0,12	-0,14	0,47	-22,78	0,00	375,17	0,09	-0,14	0,33	-27,90	0,00	265,29
2	375,41	0,51	5,48	7331	0,12	-0,13	0,48	-20,24	0,00	374,86	0,10	-0,14	0,34	-24,79	0,00	265,07
3	398,97	0,85	12,30	13530	0,28	-0,16	0,79	67,45	0,00	393,23	0,23	-0,23	0,56	82,61	0,00	278,05
3	398,79	0,86	12,31	13535	0,29	-0,16	0,80	72,95	0,00	392,06	0,23	-0,23	0,56	89,34	0,00	277,23
3	402,00	0,87	12,33	13553	0,29	-0,16	0,81	76,11	0,00	394,73	0,24	-0,23	0,57	93,21	0,00	279,12
3	403,80	0,89	12,34	13569	0,30	-0,16	0,82	81,06	0,00	395,58	0,25	-0,24	0,58	99,28	0,00	279,72
3	403,65	0,90	12,35	13585	0,31	-0,16	0,83	83,54	0,00	394,91	0,25	-0,24	0,59	102,32	0,00	279,24
4	423,94	0,67	20,04	17792	0,00	-0,34	0,58	-104,69	0,08	410,81	0,00	-0,24	0,41	-128,16	0,11	290,49
4	425,16	0,69	20,06	17808	0,00	-0,34	0,60	-102,22	0,08	412,68	0,00	-0,24	0,43	-125,14	0,11	291,81
4	426,69	0,71	20,08	17812	0,00	-0,34	0,62	-101,02	0,15	414,56	0,00	-0,24	0,44	-123,62	0,22	293,14
4	427,65	0,72	20,11	17824	0,00	-0,34	0,64	-99,43	0,11	415,93	0,00	-0,24	0,45	-121,71	0,15	294,11
4	428,50	0,75	20,14	17840	0,00	-0,34	0,67	-96,22	-0,03	417,55	0,00	-0,24	0,47	-117,87	-0,04	295,25

Results of theoretical processing of experimental studies of the shell

Stage	σ , MPa	Θ , %	S , %	Time, s	Θ_1 , %	Θ_2 , %	Θ_3 , %	S_1 , MPa	S_2 , MPa	S_3 , MPa	ε_{11} , %	ε_{22} , %	ε_{33} , %	σ_{11} , MPa	σ_{22} , MPa	σ_{33} , MPa
1	143.56	0.08	0.09	164	0.00	0.01	0.07	0.55	0.00	143.56	0.00	0.01	0.05	0.68	0.00	101.51
1	157.42	0.08	0.10	180	0.00	0.02	0.08	1.21	0.00	157.42	0.00	0.01	0.06	1.49	0.00	111.31
1	172.54	0.10	0.11	196	0.01	0.02	0.09	1.28	0.00	172.53	0.00	0.01	0.07	1.57	0.00	122.00
1	187.60	0.10	0.12	212	0.00	0.02	0.10	1.49	0.00	187.60	0.00	0.01	0.07	1.83	0.00	132.65
1	201.20	0.11	0.13	228	0.00	0.02	0.11	2.10	0.00	201.19	0.00	0.01	0.08	2.57	0.00	142.26
2	372.76	0.48	5.44	7267	0.10	-0.14	0.45	-30.17	0.00	371.54	0.09	-0.14	0.32	-36.95	0.00	262.72
2	374.24	0.49	5.45	7283	0.11	-0.14	0.46	-27.92	0.00	373.19	0.09	-0.14	0.32	-34.19	0.00	263.89
2	375.14	0.50	5.46	7299	0.11	-0.14	0.46	-25.72	0.00	374.26	0.09	-0.14	0.33	-31.50	0.00	264.64
2	375.86	0.51	5.47	7315	0.12	-0.14	0.47	-22.78	0.00	375.17	0.09	-0.14	0.33	-27.90	0.00	265.29
2	375.41	0.51	5.48	7331	0.12	-0.13	0.48	-20.24	0.00	374.86	0.10	-0.14	0.34	-24.79	0.00	265.07
3	398.97	0.85	12.30	13530	0.28	-0.16	0.79	67.45	0.00	393.23	0.23	-0.23	0.56	82.61	0.00	278.05
3	398.79	0.86	12.31	13535	0.29	-0.16	0.80	72.95	0.00	392.06	0.23	-0.23	0.56	89.34	0.00	277.23
3	402.00	0.87	12.33	13553	0.29	-0.16	0.81	76.11	0.00	394.73	0.24	-0.23	0.57	93.21	0.00	279.12
3	403.80	0.89	12.34	13569	0.30	-0.16	0.82	81.06	0.00	395.58	0.25	-0.24	0.58	99.28	0.00	279.72
3	403.65	0.90	12.35	13585	0.31	-0.16	0.83	83.54	0.00	394.91	0.25	-0.24	0.59	102.32	0.00	279.24
4	423.94	0.67	20.04	17792	0.00	-0.34	0.58	-104.69	0.08	410.81	0.00	-0.24	0.41	-128.16	0.11	290.49
4	425.16	0.69	20.06	17808	0.00	-0.34	0.60	-102.22	0.08	412.68	0.00	-0.24	0.43	-125.14	0.11	291.81
4	426.69	0.71	20.08	17812	0.00	-0.34	0.62	-101.02	0.15	414.56	0.00	-0.24	0.44	-123.62	0.22	293.14
4	427.65	0.72	20.11	17824	0.00	-0.34	0.64	-99.43	0.11	415.93	0.00	-0.24	0.45	-121.71	0.15	294.11
4	428.50	0.75	20.14	17840	0.00	-0.34	0.67	-96.22	-0.03	417.55	0.00	-0.24	0.47	-117.87	-0.04	295.25

В [26] указано, что опыт, соответствующий траектории деформирования оболочки из стали 45 (рис. 2, а), проводился в течение пяти с половиной часов, а экспериментально получено 1093 значения, определяющих векторные и скалярные свойства материала.

В табл. 1 выборочно показаны численные значения, на основании которых построены экспериментальные графики.

В табл. 2 показаны соответствующие экспериментальным точкам табл. 1 расчетные значения. Расчеты по формулам (1)–(9) выполнены в программе Excel.

Заключение

Рассмотрены замкнутые криволинейные траектории постоянной кривизны, реализованные в плоскости Θ_1 – Θ_3 девиаторного пространства деформаций при воздействии на образец осевой силы и крутящего момента [26].

Уже отмечалось, что в мировой практике существуют различные подходы для обработки экспериментальных данных, полученных от воздействия внешних усилий на тонкостенные цилиндрические оболочки. При этом совершенно отсутствует унификация типоразмеров при подборе оболочки, экспериментальные образцы отличаются сечением и представляют собой множество типоразмеров, где в целом расстояние между двумя криволинейными поверхностями мало по сравнению с другими размерами.

Стоит отметить, что даже при проведении одного и того же опыта на двух одинаковых образцах, но из разных партий поставки материалов, где не существенно, но отличается химический состав, экспериментальные данные могут значительно различаться. Например, для определения номенклатуры стали 45 по ГОСТ 1050–2013 достаточно, чтобы углерода при прочих равных химических добавок было в пределах 0,42–0,50 %, что, несомненно, скажется на показателях опыта при использовании тонкостенных оболочек с различным нормируемым углеродным составом.

Указанные несовершенства в геометрии и химическом составе образцов также влияют на теоретическое моделирование процессов деформирования, но, несмотря на это, оболочка является идеальным объектом для решения модельных задач строительной механики и механики деформируемого твердого тела [28–32].

Использование теории упругопластических процессов А.А. Ильюшина на основе гипотезы компланарности как в данной работе, так и в других [12–19], показало, что теоретические расчеты удовлетворительно согласуются с опытными данными, а представленная экспериментальная траектория нагружения позволяет обосновать физическую достоверность определяющих соотношений и функций процессов пластического деформирования.

Список литературы / References

1. Gulyaev V.I., Alekseev A.A., Savrasov I.A., Subbotin S.L. Experimental verification of the isotropy postulate on orthogonal curved trajectories of constant curvature. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2021;151:315–321. http://doi.org/10.1007/978-3-030-72910-3_46
2. Zubchaninov V.G., Alekseev A.A., Alekseeva E.G., Gulyaev V.I. Experimental verification of postulate of isotropy and mathematical modeling of elastoplastic deformation processes following the complex angled nonanalytic trajectories. *Materials Physics and Mechanics*. 2017;32(3):298–304.
3. Bazhenov V.G., Osetrov S.L., Osetrov D.L. Analysis of stretching of elastoplastic samples and necking with edge effects. *Journal of Applied Mechanics and Technical Physics*. 2018;59(4):693–698. <http://doi.org/10.1134/S0021894418040168>
4. Gan Y., Su J., Zhong K., Zhang Q., Long R., Liang H., Zhang X. Dynamic responses of metal shell and fiber-reinforced composite shell subjected to internal blast loading. *Binggong Xuebao*. 2020;41(2):128–134. <http://doi.org/10.3969/j.issn.1000-1093.2020.S2.017>
5. Kilymis D., Gérard C., Pizzagalli L. Ductile deformation of core-shell Si-SiC nanoparticles controlled by shell thickness. *Acta Materialia*. 2019;164:560–567. <http://doi.org/10.1016/j.actamat.2018.11.009>
6. Abashev D.R., Bondar V.S. Modified theory of plasticity for monotonic and cyclic deformation processes. *Proceedings of the Russian Academy of Sciences. Solid State Mechanics*. 2021;(1):6–16. (In Russ.) <http://doi.org/10.31857/S0572329921010025>
Абашев Д.Р., Бондарь В.С. Модифицированная теория пластичности для монотонных и циклических процессов деформирования // Известия Российской академии наук. Механика твердого тела. 2021. № 1. С. 6–16. <http://doi.org/10.31857/S0572329921010025>
7. Bondar V.S., Dansin V.V., Vu L.D., Duc N.D. Constitutive modeling of cyclic plasticity deformation and low – high-cycle fatigue of stainless steel 304 in uniaxial stress state. *Mechanics of Advanced Materials and Structures*. 2018;25(12):1009–1017. <http://dx.doi.org/10.1080/15376494.2017.1342882>
8. Bazhenov V.G., Nagornyykh E.V., Samsonova D.A. Study of the applicability of the Vinkler base model to describe the contact interaction of elastoplastic shells with a filler under external pressure. *Bulletin of Perm National Research Polytechnic University. Mechanics*. 2020;(4):36–48. (In Russ.) <http://doi.org/10.15593/perm.mech/2020.4.04>
Баженов В.Г., Нагорных Е.В., Самсонова Д.А. Исследование применимости модели основания Винклера для описания контактного взаимодействия упругопластических оболочек с наполнителем при внешнем давлении // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Механика. 2020. № 4. С. 36–48. <http://doi.org/10.15593/perm.mech/2020.4.04>
9. Bazhenov V.G., Baranova M.S., Osetrov D.L., Ryabov A.A. Method for determining friction forces in experiments on shock compression and construction of dynamic stress-strain diagrams of metals and alloys. *Doklady Physics*. 2018;63(8):331–333. <http://doi.org/10.1134/S1028335818080049>
10. Bazhenov V.G., Gonik E.G., Kibets A.I., Petrov M.V., Fedorova T.G., Frolova I.A. Stability and supercritical behaviour of thin-walled cylindrical shell with discrete aggregate in bending. *Materials Physics and Mechanics*. 2016;28(1–2):16–20.
11. Grigoryeva A.L., Grigoryev Y.U., Khromov A.I. Tensile model of a shell-type flat plate at different displacement velocity fields. *Lecture Notes in Networks and Systems*. 2021;200:147–156. http://doi.org/10.1007/978-3-030-69421-0_16
12. Alekseev A.A. Modeling of the process of elastic-plastic deformation of steel 45 along the trajectories of the Archimedes spiral type. *Computational Continuum Mechanics*. 2021;14(1):102–109. (In Russ.) <http://doi.org/10.7242/1999-6691/2021.14.1.9>
Алексеев А.А. Моделирование процесса упругопластического деформирования стали 45 по траекториям типа спирали Архимеда // Вычислительная механика сплошных сред. 2021. Т. 14. № 1. С. 102–109. <http://doi.org/10.7242/1999-6691/2021.14.1.9>
13. Zubchaninov V.G., Alekseev A.A., Gulyaev V.I. The effect of replacing nonanalytical trajectories with break points with smooth trajectories on the complexity of the processes of deformation and loading of materials. *Bulletin of Perm National Research Polytechnic University. Mechanics*. 2020;(2):52–63. (In Russ.) <http://doi.org/10.15593/perm.mech/2020.2.05>
Зубчанинов В.Г., Алексеев А.А., Гультяев В.И. Влияние замены неаналитических траекторий с точками излома гладкими траекториями на сложность процессов деформирования и нагружения материалов // Вестник ермского национального исследовательского политехнического университета. Механика. 2020. № 2. С. 52–63. <http://doi.org/10.15593/perm.mech/2020.2.05>
14. Zubchaninov V.G., Alekseeva E.G., Alekseev A.A., Gulyaev V.I. Modeling of elastoplastic steel deformation in two-link broken trajectories and delaying of vector and scalar material properties. *Materials Physics and Mechanics*. 2019;42(4):436–444. http://doi.org/10.18720/MPM.4242019_8

15. Zubchaninov V.G., Alekseev A.A., Gulyaev V.I., Alekseeva E.G. Processes of complex loading of structural steel along a five-link piecewise polyline deformation trajectory. *Bulletin of Tomsk State University. Mathematics and Mechanics*. 2019;61:32–44. (In Russ.) <http://doi.org/10.17223/19988621/61/4>
Зубчанинов В.Г., Алексеев А.А., Гульяев В.И., Алексеева Е.Г. Процессы сложного нагружения конструкционной стали по пятизвенной кусочно-ломаной траектории деформирования // Вестник Томского государственного университета. Математика и механика. 2019. № 61. С. 32–44. <http://doi.org/10.17223/19988621/61/4>
16. Zubchaninov V.G., Gultiaev V.I., Alekseev A.A., Garanikov V.V., Subbotin S.L. Testing of steel 45 under complex loading along the cylindrical screw trajectories of deformation. *Materials Physics and Mechanics*. 2017;32(3):305–311.
17. Zubchaninov V.G., Alekseev A.A., Gulyaev V.I. Modeling of the processes of elastic-plastic deformation of materials along multi-link piecewise polyline trajectories. *Bulletin of Perm National Research Polytechnic University. Mechanics*. 2017;(3):203–215. (In Russ.) <http://doi.org/10.15593/perm.mech/2017.3.12>
Зубчанинов В.Г., Алексеев А.А., Гульяев В.И. Моделирование процессов упругопластического деформирования материалов по многозвенным кусочно-ломаным прямолинейным траекториям // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Механика. 2017. № 3. С. 203–215. <http://doi.org/10.15593/perm.mech/2017.3.12>
18. Zubchaninov V.G., Alekseev A.A., Alekseeva E.G. Mathematical modeling of plastic deformation processes of materials along complex flat trajectories. *Physics and Mechanics of Materials*. 2015;24(2):107–118. (In Russ.)
Зубчанинов В.Г., Алексеев А.А., Алексеева Е.Г. Математическое моделирование процессов пластического деформирования материалов по сложным плоским траекториям // Физика и механика материалов. 2015. Т. 24. № 2. С. 107–118.
19. Zubchaninov V.G., Alekseev A.A., Gulyaev V.I. About drawing of the yield surface for steel 45 and verification of the postulate of isotropy on straight-line paths during repeated sign-variable loadings. *PNRPU Mechanics Bulletin*. 2014;3:71–88. <http://doi.org/10.15593/perm.mech/2014.3.05>
20. Cheremnykh S., Zubchaninov V., Gulyaev V. Deformation of cylindrical shells of steel 45 under complex loading. *E3S Web of Conferences. 22nd International Scientific Conference on Construction the Formation of Living Environment, FORM 2019*. 2019. <http://doi.org/10.1051/e3sconf/20199704025>
21. Abrosimov N.A., Elesin A.V., Igumnov L. Computer simulation of the process of loss of stability of composite cylindrical shells under combined quasi-static and dynamic loads. *Advanced Structured Materials*. 2021;137:125–137. http://doi.org/10.1007/978-3-030-53755-5_9
22. Pyushin A.A. *Continuum mechanics*. Moscow: MSU Publ.; 1990. (In Russ.)
Ильюшин А.А. Механика сплошной среды. М.: Изд-во МГУ, 1990. 310 с.
23. Zubchaninov V.G. On the main hypotheses of the general mathematical theory of plasticity and the limits of their applicability. *Mechanics of Solids*. 2020;55(6):820–826. <http://doi.org/10.3103/S0025654420060163>
24. Zubchaninov V.G. The general mathematical theory of plasticity and the Il'yushin postulates of macroscopic definability and isotropy. *Moscow University Mechanics Bulletin*. 2018;73(5):101–116. <http://doi.org/10.3103/S0027133018050011>
25. Bondar V.S. Theory of plasticity without surface of loading. *Materials Physics and Mechanics*. 2015;23(1):1–4.
26. Cheremnykh S.V. Experimental study of elastic-plastic deformation of a cylindrical shell made of steel 45. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(5):519–527. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-519-527>
Черемных С.В. Экспериментальное исследование упругопластической деформации цилиндрической оболочки из стали 45 // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 5. С. 519–527. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-519-527>
27. Cheremnykh S., Kuzhin M. Solution of the problem of stability of 40x steel shell. *Journal of Physics: Conference Series. International Scientific Conference on Modelling and Methods of Structural Analysis, MMSA 2019*. 2020. <http://doi.org/10.1088/1742-6596/1425/1/012191>
28. Klochkov Y.V., Vakhnina O.V., Sobolevskaya T.A., Nikolaev A.P., Fomin S.D., Klochkov M.Y. A finite elemental algorithm for calculating the arbitrarily loaded shell using three-dimensional finite elements. *ARP Journal of Engineering and Applied Sciences*. 2020;15(13):1472–1481.
29. Eremeyev V.A. A nonlinear model of a mesh shell. *Mechanics of Solids*. 2018;53(4):464–469. <http://doi.org/10.3103/S002565441804012X>
30. Klochkov Y.V., Nikolaev A.P., Sobolevskaya T.A., Klochkov M.Y. Comparative analysis of plasticity theory algorithms in finite-element calculations of the rotation shell. *Materials Science Forum*. 2019;974:608–613. <http://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.974.608>
31. Yakupov N.M., Kiyamov H.G., Mukhamedova I.Z. Simulation of toroidal shell with local defect. *Lobachevskii Journal of Mathematics*. 2020;41(7):1310–1314. <http://doi.org/10.1134/S1995080220070434>
32. Danescu A., Ionescu I.R. Shell design from planar pre-stressed structures. *Mathematics and Mechanics of Solids*. 2020;25(6):1247–1266. <http://doi.org/10.1177/1081286520901553>



СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СООРУЖЕНИЙ SEISMIC RESISTANCE

DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-2-161-171
 UDC 699.841

RESEARCH ARTICLE / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Macroseismic intensity-based catalogue of earthquakes in Ecuador

David Cajamarca-Zuniga^{1,2} , Oleg Kabantsev² , Christopher Marin¹

¹Catholic University of Cuenca, Cuenca, Republic of Ecuador

²National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russian Federation

cajamarca.zuniga@gmail.com

Article history

Received: November 21, 2021
 Revised: February 12, 2022
 Accepted: February 29, 2022

For citation

Cajamarca-Zuniga D., Kabantsev O., Marin C. Macroseismic intensity-based catalogue of earthquakes in Ecuador. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022;18(2):161–171. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-2-161-171>

Abstract. Earthquake magnitude catalogues and peak ground acceleration (PGA) maps for Ecuador may be found in several studies, however, there are rare works on the characterisation of the epicentral macroseismic intensities associated with earthquakes. In view of the concept that macroseismic intensity enables us to categorise the extent and severity of damage to buildings and structures caused by an earthquake, this study aims to compile a macro-seismic intensity-based catalogue of earthquakes in Ecuador, characterise the epicentral macroseismic intensities associated to seismogenic sources and perform a comparison with the National Seismic Hazard Map. This paper is the first that presents a catalogue of earthquakes with macroseismic intensities $\geq VII$ and a series of maps of earthquake epicentres according to intensity, focal depth, data and magnitude of seismic events in Ecuador, based on the study of historical and instrumental records from 1900 to 2021. The obtained data shows that 95% of the territory of Ecuador has a PGA > 0.1 g, which corresponds to seismic intensities greater than VII, while regions with seismicity $> VIII$ ($ag = 0.2$ g) constitute 86%, and 3.8% of the territory of Ecuador has very high seismicity ($> IX$), where the PGA exceeds 0.5 g. This information suggests that the normative National Seismic Hazard Map of Ecuador underestimate the hazard mainly in the south-east and in the Central Andes of Ecuador, and require an actualization.

Keywords: earthquake, Ecuador, macroseismic intensity, seismic hazard, seismicity, structural design

David Cajamarca-Zuniga, Docent of the Department of Civil Engineering, Catholic University of Cuenca, Ave Las Americas & Humboldt, Cuenca, 010101, Republic of Ecuador; PhD researcher, National Research Moscow State University of Civil Engineering, 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ORCID: 0000-0001-8796-4635, Scopus ID: 57251506300, WoS ID: AAO-8887-2020, eLIBRARY SPIN-code: 6178-4383; cajamarca.zuniga@gmail.com

Oleg V. Kabantsev, Doctor of Technical Sciences, Professor, National Research Moscow State University of Civil Engineering, 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ORCID: 0000-0001-9907-8470, Scopus ID: 15055871000, WoS ID: T-3937-2017, eLIBRARY SPIN-code: 2114-1185; ovk531@gmail.com

Christopher Marin, civil engineer, master student of the Department of Civil Engineering, Catholic University of Cuenca, Ave Las Americas & Humboldt, Cuenca, 010101, Republic of Ecuador; ORCID: 0000-0002-6601-032X; crmaring80@gmail.com

© Cajamarca-Zuniga D., Kabantsev O., Marin C., 2022



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

Каталог землетрясений Эквадора, основанный на макросейсмической интенсивности

Д. Кахамарка-Сунига^{1,2}✉, О.В. Кабанцев², К. Марин¹

¹Католический университет города Куэнки, Куэнка, Республика Эквадор

²Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация

✉ cajamarca.zuniga@gmail.com

История статьи

Поступила в редакцию: 21 ноября 2021 г.

Доработана: 12 февраля 2022 г.

Принята к публикации: 29 февраля 2022 г.

Аннотация. Каталоги магнитуд землетрясений и карты пиковых ускорений грунта (ПУГ, англ. PGA) для Республики Эквадор можно найти во многих исследованиях, однако работы, посвященные характеристике эпицентральной макросейсмической интенсивности, связанной с землетрясениями, встречаются редко. В связи с тем, что макросейсмическая интенсивность позволяет классифицировать степень и тяжесть ущерба, нанесенного землетрясением зданиям и сооружениям, целями данного исследования стали: 1) составление каталога землетрясений в Эквадоре на основе макросейсмической интенсивности; 2) характеристика эпицентральных макросейсмических интенсивностей, связанных с сейсмогенными источниками; 3) сравнение с Национальной картой сейсмической опасности. Впервые представлены каталог землетрясений с макросейсмической интенсивностью $\geq VII$ и серия карт эпицентров землетрясений в соответствии с интенсивностью, глубиной очага, данными и магнитудой сейсмических событий в Эквадоре, основанных на изучении исторических и инструментальных записей с 1900 по 2021 г. Полученные данные показывают, что 95 % территории Эквадора имеют $PGA > 0,1 g$, что соответствует сейсмической интенсивности более VII, регионы с сейсмичностью $>VIII$ ($ag = 0,2 g$) составляют 86 %, а 3,8 % территории Эквадора имеют очень высокую сейсмичность ($>IX$), где PGA превышает 0,5 g. Это свидетельствует о том, что нормативная Национальная карта сейсмической опасности Эквадора не учитывает опасность в основном на юго-востоке и в Центральных Андах Эквадора и требует актуализации.

Ключевые слова: землетрясение, Эквадор, макросейсмическая интенсивность, сейсмическая опасность, сейсмичность, сейсмостойкое проектирование

Для цитирования

Cajamarca-Zuniga D., Kabantsev O., Marin C. Macro seismic intensity-based catalogue of earthquakes in Ecuador // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2022. Т. 18. № 2. С. 161–171. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-2-161-171>

Introduction

The greatest earthquakes are known to occur at the tectonic plate interface of subduction zones. Ecuador is located at the northwest interface of the South American tectonic plate with the Nazca tectonic plate. This zone is part of the Rim of Fire, which is the world's most seismically active region. In this region about 90% of all earthquakes and about 80% of the strongest earthquakes have occurred¹ [1]. The Andes are one of the highest seismic activity regions in the world, accounting for around 20% of the Earth's total released seismic energy [2]. About 90% of continental territory of Ecuador presents high seismic hazard. The subduction of the Nazca tectonic plate and the complex system of active geological faults generates mostly shallow earthquakes in Ecuador, where the 7th world's largest earthquake was registered in 1906 ($M_w = 8.8$) [3; 4].

The definition of seismic hazard is fundamental to study the influence of the seismicity of a given region on earthquake-resistant structural design. In this work we present a catalogue of macro seismic events with intensities

Кахамарка-Сунига Давид, доцент департамента строительства, Католический университет города Куэнки, Республика Эквадор, 010101, Куэнка, Ave Las Americas & Humboldt; аспирант, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26; ORCID: 0000-0001-8796-4635, Scopus ID: 57251506300, WoS ID: AAO-8887-2020, eLIBRARY SPIN-код: 6178-4383; cajamarca.zuniga@gmail.com

Кабанцев Олег Васильевич, доктор технических наук, профессор, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26; ORCID: 0000-0001-9907-8470, Scopus ID: 15055871000, WoS ID: T-3937-2017, eLIBRARY SPIN-код: 2114-1185; ovk531@gmail.com

Марин Кристофер, инженер-строитель, магистр, Инженерный факультет, Католический университет города Куэнки, Республика Эквадор, 010101, Куэнка, Ave Las Americas & Humboldt; ORCID: 0000-0002-6601-032X; crmaring80@gmail.com

¹ United States Geological Survey. 20 Largest Earthquakes in the World. *USGS. Earthquake Hazards*. Available from: https://www.usgs.gov/natural-hazards/earthquake-hazards/science/20-largest-earthquakes-world?qt-science_center_objects=0#qt-science_center_objects (accessed: 20.02.2020).

greater than VII based on the study of seismogenic sources of Ecuador and its relation with the epicentres of historical high intensity earthquakes in order to compile a catalogue and maps of epicentres of earthquakes by intensities, years, depth and magnitudes, and compare the seismic events with the normative National Seismic Hazard Map of Ecuador.

To compile this catalogue, we reviewed pre-instrumental and instrumental information from several local, regional, and global sources such as IG-EPN, CERESIS, EHB, ISS, ISC, CENTENNIAL, NEIC, GCMT, USGS, and from other scientific works.

Based on the compiled catalogue, we have developed some maps of earthquakes locations according to registered intensities. In this paper, we also present the maps of epicentres of earthquakes by their intensities, years, depth and magnitudes, as well as comparison of the seismic events with both the normative National Seismic Hazard Map of Ecuador and the latest map of seismic hazard developed by the Ecuadorian Institute of Geophysics of the National Polytechnical School issued in 2021.²

Geodynamics of Ecuador and seismogenic sources

It is established that in the Equatorial latitudes the subducting process of the Nazca plate beneath the South American tectonic plate (55–75 mm/year) is the main and most evident geodynamic process in the north-western region of South America and in the territory of Ecuador (Figure 1) [5–8].

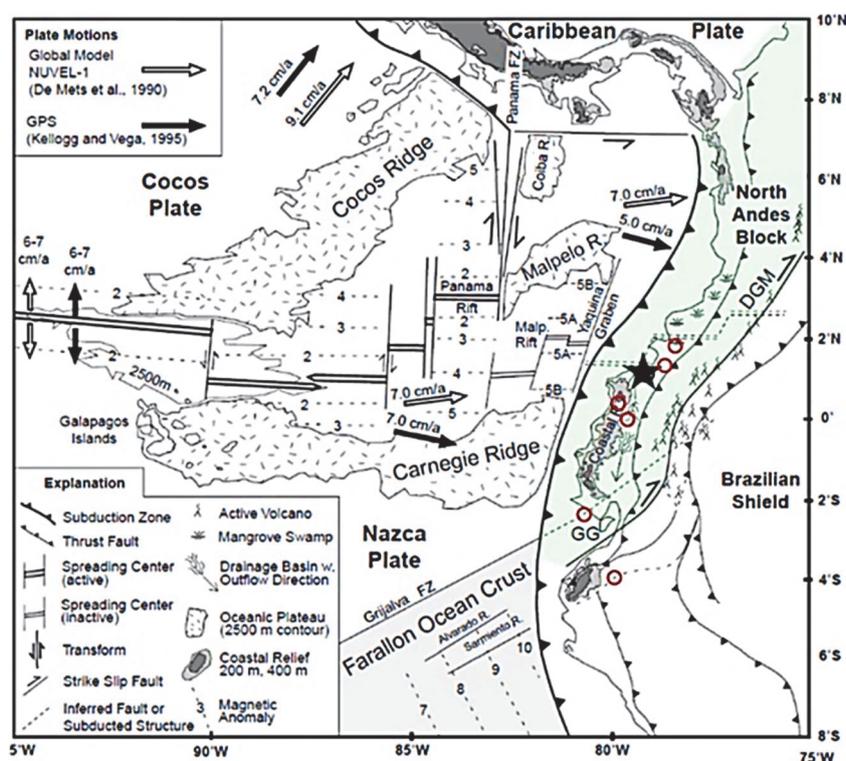


Figure 1. Tectonic setting, major faults and relative plate motions in Ecuador. Locations of the 1906 earthquake ($M_w = 8.8$, black star); from north to south the 1979, 1958, 2016, 1942, 1901, 1953 earthquakes ($M \geq 7.8$, red circles)

Source: edited after Gutscher et al., 1999 [7].

The segment of the Northern Andes where both thrust faulting and crustal shortening are observed coincides with the subduction zone of Carnegie Ridge. Along the subandean zone and the eastern cordillera of Ecuador, a large system of thrusts, as well as strike-slip and transpressive faults is located [9; 10]. Three main seismogenic sources affect the seismicity of Ecuador. The subduction of the oceanic Nazca plate beneath the continental South American plate is the major geodynamic process which controls the tectonic setting of this region and originates two other seismogenic sources: the subduction and collision of the Carnegie Ridge (CR), and the segmentation and “escape” of the North Andean Block (NAB) with an intricate strike-slip fault system [11]. The Ecuadorian Andes mainly defines a compression zone featured by reverse faults in the foothills essentially orthogonal to the plate convergence vectors and

² Catalogue of earthquakes in Ecuador. Mapa digital interactivo de peligro sísmico para Ecuador. Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IG-EPN); 2021. Available from: <https://www.igeppn.edu.ec/mapas/sismicidad/mapa-peligro-sismico> (accessed: 23.09.2021).

slip faults as the Dolores-Guayaquil Megashear (DGM) [12; 13] and the Chingual-Cosanga-Pallatanga-Puná (CCPP) fault system [8; 14], which are segments of the Guayaquil-Caracas Continental Megashear (GCM).

The subduction of the Carnegie Ridge controls the locations of large earthquakes and the clusterisation of seismic activity along the northwest coastline of Ecuador, as well as the evolution of the foothill basins of Borbon and Manabi, the uplifting of both the coast region and the Pastaza-Napo region at the Amazon basin [15–17]. The schematic geological cross-section of the subduction process at the collision zone of Carnegie Ridge between latitudes 1°N-2°S suggested in [18] shows geological events related to this process (Figure 2).

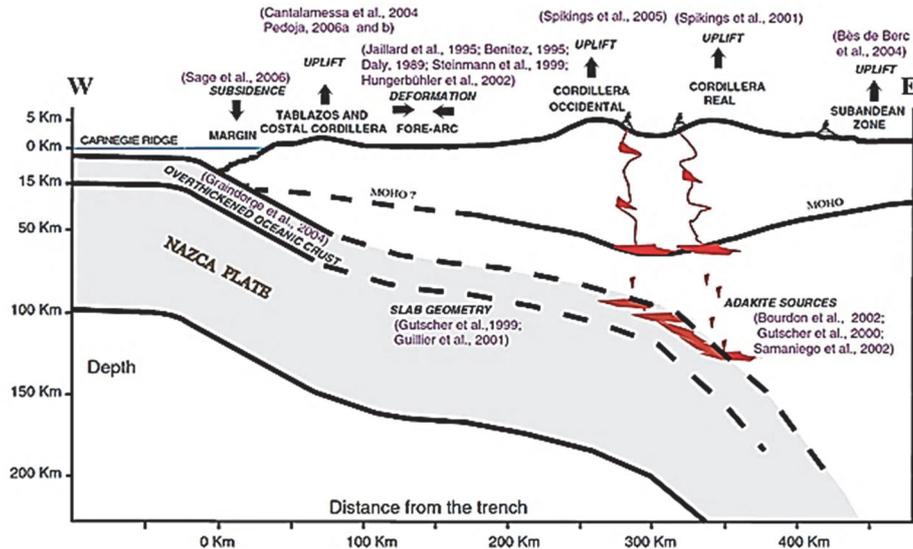


Figure 2. West-East cross-section of Ecuador at 1°11' S, showing geological events related to Carnegie Ridge subduction [18]

In the collision zone of the Carnegie Ridge, the orientation of crustal faults changes from north-south to northeast-southwest along the subduction margin [15; 19]. The morphology of the Ecuadorian subandean zone and its strong tectonic activity can be attributed to a major geodynamic event, such as the subduction of Carnegie Ridge. The bulldozing effect associated to the subduction of the CR has contributed to uplift of the coastal ranges at rates of 0.30–0.50 mm/year for the Peninsula of Manta [20], and generates the northeastward displacement of the NAB along the Guayaquil-Caracas Continental Megashear [21].

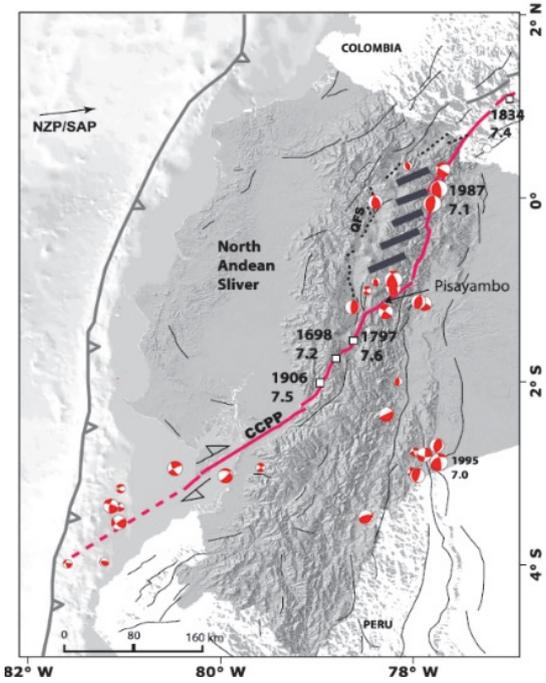


Figure 3. Chingual – Cosanga – Pallatanga – Puna (CCPP) fault system [8]

lombia-Ecuador Trench and the GCM) that isolate the NAB [22]. The east Andean front fault zone starts east of the Gulf of Guayaquil as the dextral Pallatanga Fault [27–29]. Northern this fault continues as the Chingual-La

To understand the geodynamic scheme of Ecuador, it is necessary to consider the movement of North Andean Block as a detaching “mini-plate” sliding through the northwest corner of South America on a large right-lateral strike-slip fault. This tectonic block is bordered on the north by the South Caribbean deformed belt, on the west by the Colombia-Ecuador trench and Panama Block, and on the east by the Guayaquil-Caracas Continental Megashear. As a result of this process the NAB is being ejected to the northeast following the front of the Eastern Cordillera along a transpressive system of faults [22–25]. According to recent studies [8; 23; 24; 26], the NAB is migrating relatively fast, just as the Nazca Plate is subducting to the east relative to the Amazonian Craton, the NAB is migrating to the north-east in relation to the South American plate at 6–10 mm/year.

The Guayaquil Gulf opens at the southern junction between two fracture zones (the Colombia-Ecuador Trench and the GCM) that isolate the NAB [22]. The east Andean front fault zone starts east of the Gulf of Guayaquil as the dextral Pallatanga Fault [27–29]. Northern this fault continues as the Chingual-La

Sofia Fault [5; 8; 27; 28]. The motion of the North Andean Block “produces a complex system of active faults that generate shallow-focus earthquakes on the eastern front of the Andes” [21; 26].

The Chingual-Cosanga-Pallatanga-Puna fault system (Figure 3) is the most developed fault system in the territory of Ecuador and defines the NAB eastern tectonic border in Ecuador, where several shallow earthquakes have been registered [27]. The CCPP fault system extends from Guayaquil Gulf in Ecuador to the eastern “Cordillera Real” on the border between Ecuador and Colombia [8], then continues into Colombia as the Algeciras Fault [24]. It should be noted that multiple large earthquakes have occurred in the north-south trending segments of the CCPP fault and in the Carnegie Ridge collision zone. The shear zone of CCPP accounts for high cortical seismic activity in the central-northern Andes Cordillera of Ecuador.

Results and discussion

The main seismogenic source in Ecuador is the subducting process of the Nazca tectonic plate beneath the South American continental plate. In the background of this process, is important to consider two factors: the influence of the Carnegie Ridge, which causes a “ploughing” effect (expression suggested by D. Cajamarca-Zuniga) on the shoreline and deep seismic activity in the Pastaza-Napo region at the Amazon basin, and the northward drift of North Andean block, which generates an intricate system of active strike-slip faults and generates shallow-focus earthquakes along the CCPP fault system.

The shoreline of Ecuador experienced large and great megathrust earthquakes along the northern flank of Carnegie Ridge collision zone: 1906 (Mw 8.8, intensity IX), 1942 (Mw 7.8, intensity IX), 1958 (Mw 7.7, intensity VIII), 1979 (Mw 8.2, intensity VIII), 2016 (Mw 7.8, intensity IX) [3; 30].

The central-north Andean region of Ecuador shows high crustal activity and registers multiple large historical earthquakes along the NNE-trending zone of CCPP fault system. Earthquakes with epicentral macroseismic intensity \geq VIII have occurred in 1541, 1557, 1575, 1587, 1645 (Mw 7, intensity IX), 1698 (Mw 7.7, intensity IX), 1755, 1757, 1797 (Mw 8.3, intensity XI), 1834, 1868 (Mw 7, intensity IX), 1923, 1926, 1938 (Mw 6.3, intensity VIII), 1949 (Mw 6.7, intensity X), 1996 (Mw 5.5, intensity VIII) [10; 31], mainly along NE-SW fault systems governed by the Guayaquil-Caracas Continental Megashear.

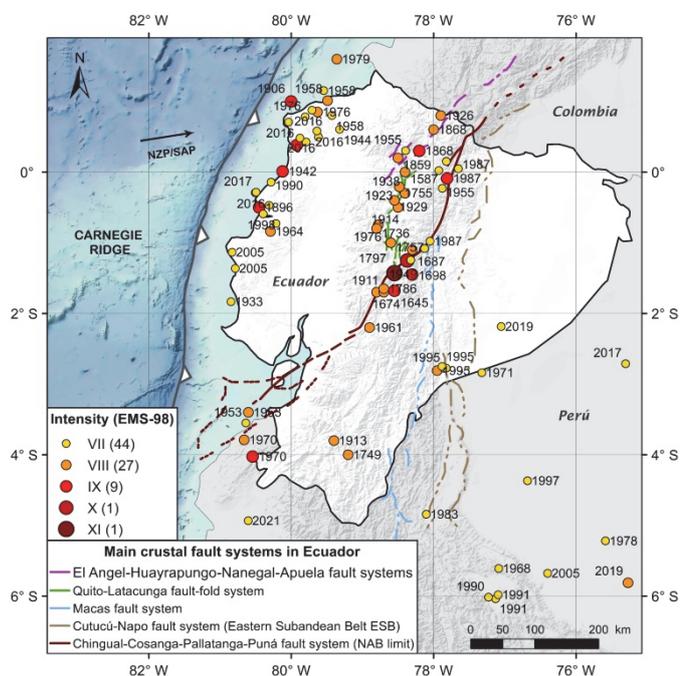


Figure 4. Location and years of earthquakes with macroseismic intensities \geq VII from 1900 to 2021. Here we can see the major seismic intensity at the collision zone of the subducting Carnegie Ridge (CR), as well as along the CCPP fault system

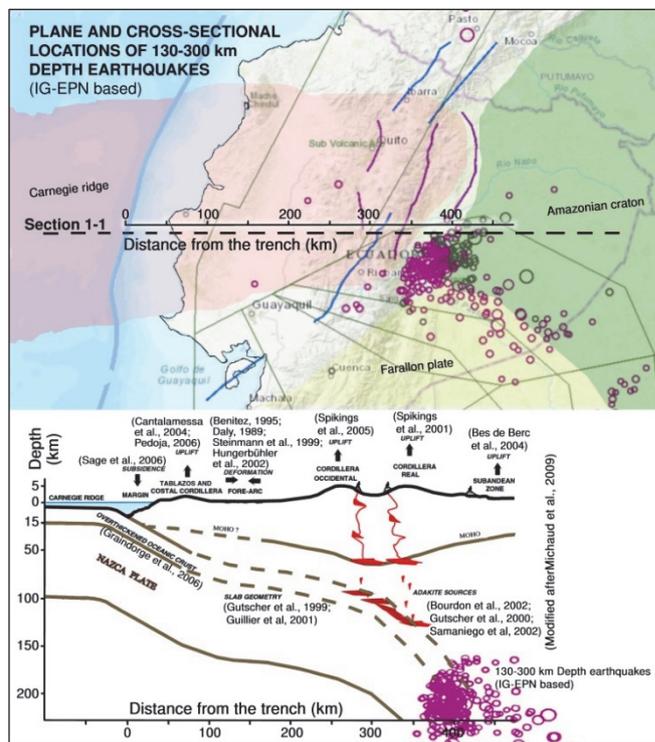


Figure 5. Plane and cross-sectional locations of 130–300 km depth earthquakes, that show the inferred 400 km prolongation of Carnegie Ridge beneath the territory of Ecuador

The sub-Andean zone at the Amazon basin shows an intermediate-depth seismicity in the Pastaza-Napo region and a high shallow-focus activity to the south, between the Macas and Quito-Napo fault systems: 1961 (Mw 6.6,

intensity VIII), 1971 (Mw 7.4, intensity VII), 1987 (Mw 6.4, intensity IX), 1995 (Mw 6.5, intensity VIII), 2019 (Mw 7.5, intensity VII)³ [32; 33].

In the Figure 4 we present a map developed in ArcMap software and show the epicentres and years of earthquakes with macroseismic intensities \geq VII from 1900 to 2021, where we can see the major seismic intensity at the Carnegie Ridge collision zone, as well as along the CCPP fault system.

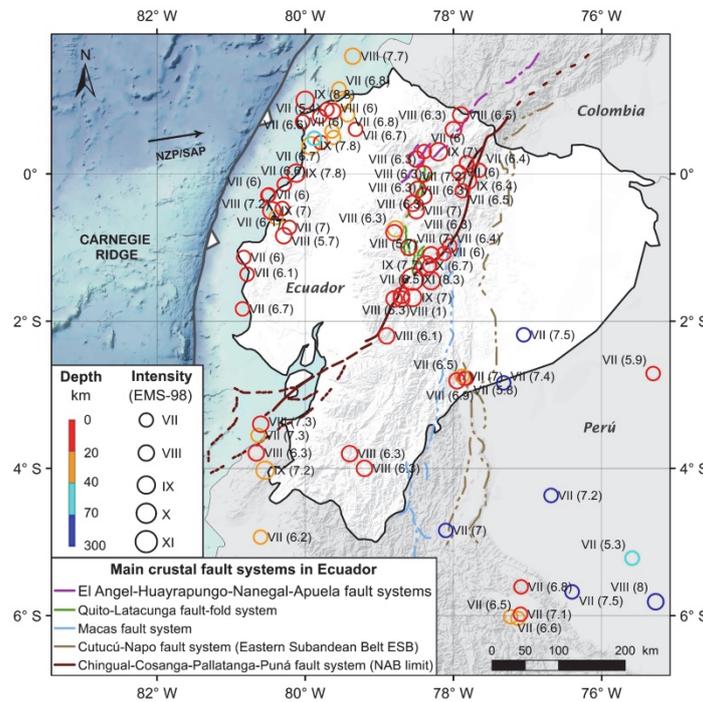


Figure 6. Locations and depth of earthquakes with intensities \geq VII from 1900 to 2021

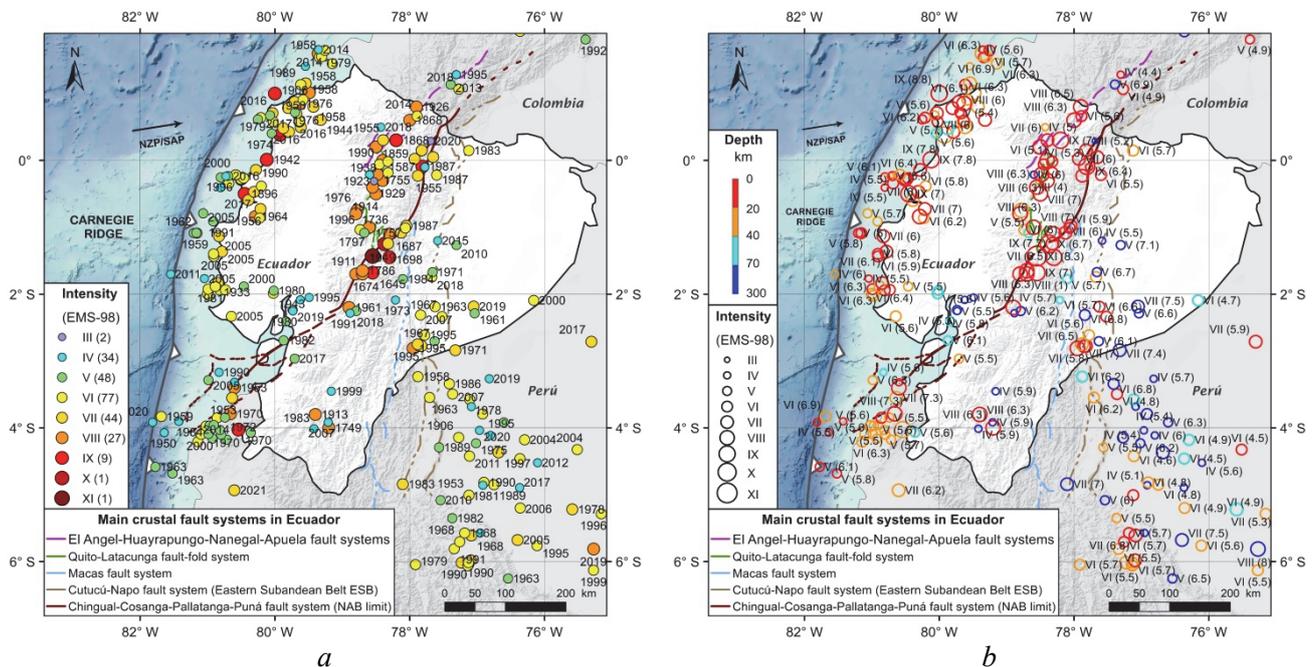


Figure 7. Location and years of earthquakes with intensities \geq III from 1900 to 2021 (a) and location, depth, intensity and magnitude of earthquakes with intensities \geq III from 1900 to 2021 (b)

³ United States Geological Survey. Earthquake catalog. *USGS. Earthquake Hazards program*. Available from: <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/search/> (accessed: 30.07.2021); *Catálogo Homogenizado 1587–2011. Sismicidad*. Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IG-EPN). Available from: <https://igepn.edu.ec/mapas/sismicidad/mapa-catalogo-homogenizado> (accessed: 30.07.2021).

Catalogue of 1900–2021 Ecuador earthquakes with macroseismic intensities \geq VII

Date, dd/mm/yyyy	Time, UTC	Intensity, MMI	Magnitude	Scale	Depth, km	Location	Latitude, °	Longitude, °
1587		VIII	6.3	Mw		20 km NNE of Quito. Ecuador	0.00	-78.40
1645		IX	7	Mw		11 km E of Riobamba. Ecuador	-1.68	-78.55
1674		VIII	6.3	Mw		17 km WbS of Riobamba. Ecuador	-1.70	-78.80
1687		VIII	6.3	Mw		39 km ENE of Ambato. Ecuador	-1.10	-78.30
1698		IX	7.7	Mw		15 km ESE of Banos. Ecuador	-1.45	-78.30
1736		VIII	6.3	Mw		25 km WNW of Latacunga. Ecuador	-0.80	-78.80
1749		VIII	6.3	Mw		Loja, Loja. Ecuador	-4.00	-79.20
1755		VIII	6.3	Mw		Quito, Pichincha. Ecuador	-0.21	-78.48
1757		VIII	7	Mw		7 km S of Latacunga. Ecuador	-1.00	-78.60
1786		VIII	6.3	Mw		6 km WNW of Riobamba. Ecuador	-1.65	-78.70
1797		XI	8.3	Mw		15 km WbS of Baños. Ecuador	-1.43	-78.55
1859		VIII	6.3	Mw		26 km W of Otavalo. Ecuador	0.20	-78.50
1868		IX	7	Mw		10 km SW of Ibarra. Ecuador	0.30	-78.20
1868		VIII	6.3	Mw		7 km WSW of El Angel. Ecuador	0.60	-78.00
1896		IX	7	Mw		4 km S of Canoa. Ecuador	-0.50	-80.45
31/01/1906	15:36:10	IX	8.8	Mw	20	22 km NW of Atacames. Ecuador	1.00	-80.00
1911		VIII	1	Mw		6 km WSW of Riobamba. Ecuador	-1.70	-78.70
1913		VIII	6.3	Mw		31 km NW of Loja. Ecuador	-3.80	-79.40
1914		VIII	7	Mw		30 km S of Quito. Ecuador	-0.50	-78.50
1923		VIII	6.3	Mw		30 km S of Quito. Ecuador	-0.50	-78.50
1926		VIII	6.5	Mw		20 km W of Tulcan. Ecuador	0.80	-77.90
1929		VIII	6.3	Mw		19 km SSW of Quito. Ecuador	-0.40	-78.55
02/10/1933	15:29:27	VII	6.7	Mw	15	43 km N of Santa Elena. Ecuador	-1.83	-80.85
1938		VIII	6.3	Mw		15 km SE of Quito. Ecuador	-0.30	-78.40
14/05/1942	02:13:27	IX	7.8	Mw	20	10 km SW of Pedernales. Ecuador	0.01	-80.12
23/10/1944	23:40:09	VII	6.7	Mw	20	35 km NNE of Quininde. Ecuador	0.61	-79.32
05/08/1949	19:08:52	X	6.7	Mw	15	20 km NE of Baños. Ecuador	-1.25	-78.32
12/12/1953	17:31:29	VIII	7.3	Mw	25	14 km NNE of Zorritos. Peru	-3.55	-80.64
11/05/1955	11:04:04	VII	6.5	Mw	15	42 km SE of Cayambe. Ecuador	-0.23	-77.88
20/07/1955	21:00:47	VII	6	Mw	15	14 km W of Cotacachi. Ecuador	0.30	-78.39
16/01/1956	23:37:45	VII	7	Mw	20	7 km NNE of Tosagua. Ecuador	-0.73	-80.21
19/01/1958	14:07:28	VIII	7.6	Mw	27.5	19 km ENE of Esmeraldas. Ecuador	1.01	-79.49
19/01/1958	14:43:30	VII	6.8	Mw	27.5	23 km NE of Esmeraldas. Ecuador	1.15	-79.54
14/04/1958	21:32:34	VII	6.8	Mw	25	30 km SE of Esmeraldas. Ecuador	0.80	-79.43
28/07/1961	01:05:31	VIII	6.6	Mw	142.1	47 km E of Taisha. Ecuador	-2.29	-77.04
19/05/1964	23:03:40	VIII	6.2	Mw	35	7 km WSW of Calceta. Ecuador	-0.86	-80.23
09/02/1967	15:24:49	IX	7	Mw	55	162 km NNE of Florencia. Colombia	2.85	-74.80
19/06/1968	08:13:35	VII	6.8	Mw	15	49 km NNW of Moyobamba. Peru	-5.61	-77.09
10/12/1970	04:34:41	IX	7.2	Mw	25	15 km SE of Cainaveral. Peru	-4.03	-80.54
27/07/1971	02:02:49	VII	7.4	Mw	120	103 km ESE of Sucua. Ecuador	-2.84	-77.32
02/10/1974	02:54:59	VII	5.7	Mb	5	48 km SW of Sechura. Peru	-5.91	-81.09
09/04/1976	07:08:47	VIII	6.7	Ms	9	25 km SW of Esmeraldas. Ecuador	0.78	-79.80
06/10/1976	09:12:38	VIII	5.7	Mb	33	16 km NW of Saquisilí. Ecuador	-0.75	-78.78
24/03/1978	12:31:22	VII	5.3	Mb	42	9 km E of Lagunas. Peru	-5.22	-75.59
12/12/1979	07:59:03	VIII	7.7	Ms	24	68 km WNW of San Lorenzo. Ecuador	1.60	-79.36
31/03/1983	13:12:52	VIII	5.5	Mb	22.2	8 km WNW of Popayan. Colombia	2.46	-76.69
12/04/1983	12:07:54	VII	7	Mw	104.2	92 km NNE of La Peca. Peru	-4.84	-78.10
22/11/1983	14:21:03	VII	6.6	Mw	54.9	21 km SE of Muisne. Ecuador	0.48	-79.88
25/12/1983	05:32:40	VII	5.4	Mb	33	49 km SSE of Saquena. Peru	-5.09	-73.36
06/03/1987	08:14:48	VII	6	Mw	8.5	24 km E of Cayambe. Ecuador	0.02	-77.93
06/03/1987	01:54:50	VII	6.4	Mw	14.1	49 km SE of Pimampiro. Ecuador	0.05	-77.65
06/03/1987	04:10:41	VII	7.2	Mw	10	29 km SSE of Pimampiro. Ecuador	0.15	-77.82
22/09/1987	13:43:37	IX	6.4	Mw	10	26 km W of Tena. Ecuador	-0.98	-78.05
22/09/1987	16:21:35	VII	6	Mw	10	36 km WSW of Tena. Ecuador	-1.08	-78.13
30/05/1990	02:34:05	VII	6.6	Mw	24.2	28 km E of Moyobamba. Peru	-6.02	-77.23
02/09/1990	04:26:48	VII	6.6	Mw	14.2	34 km SW of Pedernales. Ecuador	-0.14	-80.28
04/04/1991	15:23:20	VII	6.5	Mw	20.7	4 km ENE of Rioja. Peru	-6.04	-77.13
05/04/1991	04:19:49	VII	7.1	Mw	19.8	11 km NE of Rioja. Peru	-5.98	-77.09
06/06/1994	20:47:40	IX	6.8	Mw	12.1	23 km E of Toribio. Colombia	2.92	-76.06
03/10/1995	12:44:58	VIII	6.5	Mw	16.7	50 km SE of Sucua. Ecuador	-2.78	-77.85
03/10/1995	01:51:23	VII	7	Mw	24.4	45 km SE of Sucua. Ecuador	-2.75	-77.88
07/10/1995	21:28:03	VII	5.8	Mw	12.3	52 km SE of Sucua. Ecuador	-2.78	-77.82
25/08/1996	14:09:03	VIII	5.5	Mwc	50.7	10 km WSW of Salcedo. Ecuador	-1.08	-78.67
28/10/1997	06:15:17	VII	7.2	Mwc	112	51 km N of Barranca. Peru	-4.37	-76.68
04/08/1998	18:59:20	VIII	7.2	Mwc	33	3 km E of Bahía de Caraquez. Ecuador	-0.59	-80.39
21/01/2005	13:45:14	VII	6	Mwb	10	21 km WSW of Montecristi. Ecuador	-1.13	-80.83
24/01/2005	23:23:26	VII	6.1	Mwb	16.9	23 km W of Jipijapa. Ecuador	-1.36	-80.79
26/09/2005	01:55:37	VII	7.5	Mwb	115	39 km NW of Yurimaguas. Peru	-5.68	-76.40
16/04/2016	23:58:36	IX	7.8	Mww	20.59	27 km SSE of Muisne. Ecuador	0.38	-79.92
20/04/2016	08:35:10	VII	6	Mwb	10	10 km N of Muisne. Ecuador	0.71	-80.04
22/04/2016	03:03:41	VII	6	Mww	10	34 km NNW of Bahía de Caraquez. Ecuador	-0.29	-80.50
18/05/2016	07:57:02	VII	6.7	Mww	16	32 km SE of Muisne. Ecuador	0.43	-79.79
18/05/2016	16:46:43	VII	6.9	Mww	29.95	24 km NW of Quininde. Ecuador	0.49	-79.62
11/07/2016	02:11:04	VII	6.3	Mww	21	33 km NNW of Quininde. Ecuador	0.58	-79.64
19/12/2016	07:11:39	VII	5.4	Mwr	10	11 km SSW of Esmeraldas. Ecuador	0.88	-79.71
18/04/2017	17:49:55	VII	5.9	Mww	14	151 km NE of Alianza Cristiana. Peru	-2.71	-75.30
30/06/2017	22:29:45	VII	6	Mww	13	35 km NNW of Bahía de Caraquez. Ecuador	-0.28	-80.49
03/12/2017	11:19:05	VII	6.1	Mww	17	18 km NE of Bahía de Caraquez. Ecuador	-0.47	-80.31
22/02/2019	10:17:23	VII	7.5	Mww	145	115 km ESE of Palora. Ecuador	-2.19	-77.05
26/05/2019	07:41:15	VIII	8	Mww	122.57	78 km NE of Navarro. Peru	-5.81	-75.27
30/07/2021	17:10:19	VII	6.2	Mww	32.66	9 km ESE of Sullana. Peru	-4.93	-80.60

The geodynamic and seismic activity in the territory of Ecuador suggest that the prolongation of the CR and the geological expression of its subduction beneath Ecuador requires about 400 km from the Colombia – Ecuador – Peru trench. In the Figure 5 we show the locations of depth earthquakes epicentres according to data from the IG-EPN earthquake catalogue.⁴ Also, we suppose that the eastern interface boundary of the Carnegie Ridge under the territory of Ecuador may be a triple junction of the Nazca tectonic plate with the Farallon plate and the Amazonian Craton, which probably controls the intermediate-depth seismicity in the Pastaza-Napo region at the Amazon basin.

Regarding the influence of earthquakes on buildings and structures, the only magnitude of an earthquake does not allow us to understand the level of damage to the structures, as it depends on other factors. For understanding the effects of an earthquake on buildings and structures, it is important to know and understand the macroseismic intensity of earthquakes. This concept enables us to categorise the extent and severity of earthquake-related damage to structures. Below we present information and maps related to earthquakes in Ecuador from 1900 to 2021 according to the intensity, focal depth and magnitude of each event. The proposed maps were developed in ArcMap software for geospatial data processing.

In the Figure 6 we show the epicentres and depth of earthquakes with intensities \geq VII from 1900 to 2021. The Figure 7, *a* presents a map of earthquake epicentres with intensities \geq III and the corresponding year of each event from the 1900 to 2021. In the Figure 7, *b* we present a map that shows the depth, intensities and magnitudes of earthquakes with intensities \geq III from 1900 to 2021.

In the Table we present a catalogue of earthquakes with macroseismic intensities \geq VII based on historical and instrumental records from 1900 to date⁵ [2; 5; 14; 31; 32].

We provide a comparison intensity-based map of earthquakes with both, the National Seismic Hazard Map of the Ecuadorian Building Standard NEC-SE-DS 2015 (Figure 8) and the latest (non-normative) probabilistic seismic hazard map issued by the Institute of Geophysics of the National Polytechnic School of Ecuador in 2021⁶ (Figure 9).

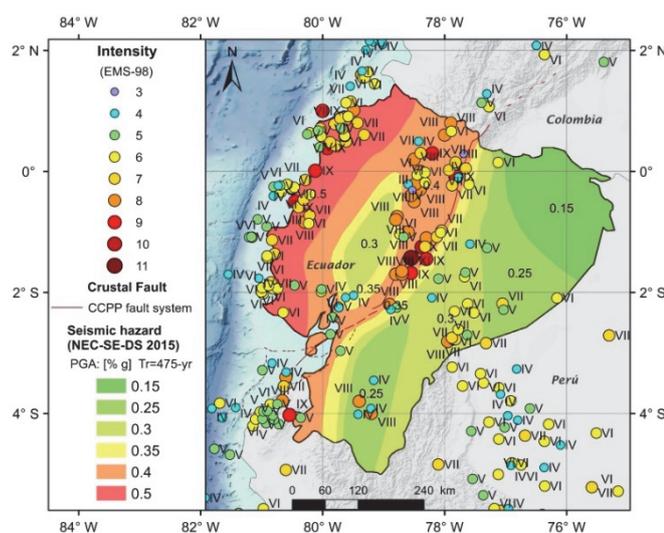


Figure 8. Comparison of earthquake epicentres by intensities \geq III with the Normative seismic hazard map of Ecuador (NEC-SE-DS 2015)

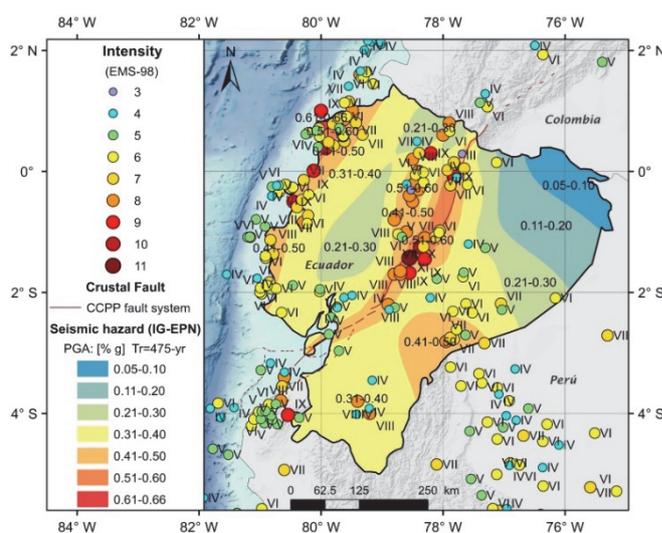


Figure 9. Comparison of earthquake epicentres by intensities \geq III with the non-normative seismic hazard map issued by the Institute of Geophysics of the National Polytechnic School of Ecuador (IG-EPN, 2021)

⁴ *Catalogue of earthquakes in Ecuador. Mapa digital interactivo de peligro sísmico para Ecuador.* Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IG-EPN); 2021. Available from: <https://www.igepn.edu.ec/mapas/sismicidad/mapa-peligro-sismico> (23.09.2021).

⁵ United States Geological Survey. 20 Largest Earthquakes in the World. *USGS. Earthquake Hazards.* Available from: https://www.usgs.gov/natural-hazards/earthquake-hazards/science/20-largest-earthquakes-world?qt-science_center_objects=0#qt-science_center_objects (accessed: 20.02.2020); *Catálogo Homogenizado 1587–2011. Sismicidad.* Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IG-EPN). Available from: <https://igepn.edu.ec/mapas/sismicidad/mapa-catalogo-homogenizado> (accessed: 30.07.2021); *Catalogue of earthquakes in Ecuador. Mapa digital interactivo de peligro sísmico para Ecuador.* Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IG-EPN); 2021. Available from: <https://www.igepn.edu.ec/mapas/sismicidad/mapa-peligro-sismico> (23.09.2021).

⁶ *Catalogue of earthquakes in Ecuador. Mapa digital interactivo de peligro sísmico para Ecuador.* Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IG-EPN); 2021. Available from: <https://www.igepn.edu.ec/mapas/sismicidad/mapa-peligro-sismico> (23.09.2021).

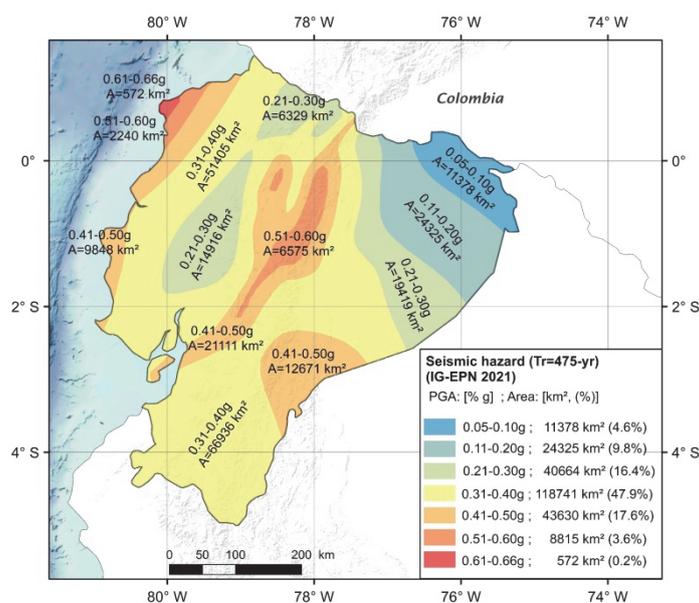


Figure 10. Areas of seismic regions, km², and their respective percentages in relation to the continental surface of Ecuador based on the non-normative seismic hazard map of the Institute of Geophysics of the National Polytechnic School of Ecuador (IG-EPN, 2021)

Based on the IG-EPN seismic hazard map for a return period of 475 years,⁷ we calculated the area of seismic regions and their respective percentages in relation to the continental surface of Ecuador, and prepared the map (Figure 10). The analysis of this map shows that 95% of the territory of Ecuador has a PGA > 0.1 g which corresponds to seismic intensities greater than VII [34–36], while regions with seismicity >VIII ($a_g = 0.2$ g) constitute 86%, and 3.8% of the territory of Ecuador has very high seismicity (>IX), where the peak seismic acceleration exceeds 0.5 g.

The analysis carried out in this research shows that the Normative Seismic Hazard Map of Ecuador underestimates the seismic hazard in the Central Andes and in the south-eastern region of the country. For instance, this paper shows that earthquakes up to X–XI intensity have been registered in the Central Andes of Ecuador, with an equivalent PGA above 0.5 g, while the Ecuadorian building standard (NEC-SE-DS 2015) specifies a PGA of 0.30–0.40 g for these zones.

Conclusion

Several scientific works present databases of magnitudes and maps of seismic activity in Ecuador, however, this paper is the first that provides a catalogue of earthquakes with macroseismic intensities greater than VII based on historical and instrumental records from 1900 to 2021. The studied events correspond to earthquakes of very strong and higher intensity levels, according to macroseismic scales MSK-64, MMI or EMS-98. Additionally, we have proposed a series of maps of earthquake epicentres according to intensity, focal depth and magnitudes that allow us to understand the actual effect of Ecuador's seismic activity on buildings and structures. The availability of this information in addition to the seismic hazard is relevant to study the influence of the seismicity of Ecuador on buildings and structures.

The main seismogenic sources in Ecuador are linked to the subduction process of the Nazca plate beneath the South American Plate. However, in this process, the convergence of the Carnegie Ridge, on one hand causes a ploughing effect resulting in shallow-focus earthquakes on the shoreline and deep seismic activity in the Pastaza-Napo region at the Amazon basin, and, on the other hand, the oblique collision of CR generates the northward drift of the NAB, which produces high seismic activity and shallow-focus earthquakes along the Central and Northern Andes.

The shoreline of Ecuador experienced large and great megathrust earthquakes mainly along the northern flank of Carnegie Ridge collision zone. The central and north Andean region of Ecuador shows high crustal activity and registers large historical earthquakes along the CCPF fault system. The sub-Andean zone at the Amazon basin shows an intermediate-depth seismicity in the Pastaza-Napo region and a high shallow-focus activity to the south, between the Macas and Quito-Napo fault systems.

⁷ *Catalogue of earthquakes in Ecuador. Mapa digital interactivo de peligro sísmico para Ecuador.* Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IG-EPN); 2021. Available from: <https://www.igepon.edu.ec/mapas/sismicidad/mapa-peligro-sismico> (23.09.2021).

The National Seismic Hazard Map of Ecuador underestimate the seismic hazard, mainly in the south-east of Ecuador and in the Central Andes region related to CCPP fault system, where events with macroseismic intensities up to X–XI (PGA > 0.5 g) have been registered. The obtained results suggest that the normative seismic hazard map of Ecuador deserves an actualization.

References

1. About earthquakes. In: Coffman J.L. (ed.) *Earthquake Information Bulletin* (vol. 3). Rockville: United States National Earthquake Information Center; 1971.
2. Giesecke A., Gómez Capera A.A., Leschiutta I., Migliorini E., Rodriguez Valverde L. The CERESIS earthquake catalogue and database of the Andean Region: background, characteristics and examples of use. *Annals of Geophysics*. 2004;47(2–3):421–435. <http://doi.org/10.4401/ag-3310>
3. Collot J.Y., Sanclemente E., Nocquet J.M., Leprêtre A., Ribodetti A., Jarrin P., Chlieh M., Graindorge D., Charvis Ph. Subducted oceanic relief locks the shallow megathrust in central Ecuador. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*. 2017;122(5):3286–3305. <http://doi.org/10.1002/2016JB013849>
4. Mayorga E.F., Sánchez J.J. Modelling of Coulomb stress changes during the great (Mw = 8.8) 1906 Colombia-Ecuador earthquake. *Journal of South American Earth Sciences*. 2016;70:268–278. <http://doi.org/10.1016/j.jsames.2016.05.009>
5. Beauval C., Marinière J., Yepes H., Audin L., Nocquet J.-M., Alvarado A., Baize S., Aguilar J., Singaicho J.-C., Jomard H. A new seismic hazard model for Ecuador. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 2018;108(3A):1443–1464. <http://doi.org/10.1785/0120170259>
6. Soto-Cordero L., Meltzer A., Bergman E., Hoskins M., Stachnik J.C., Agurto-Detzel H., Alvarado A., Beck S., Charvis Ph., Font Y., Hayes G.P., Hernandez S., Lynner C., Leon-Rios S., Nocquet J.-M., Regnier M., Rietbrock A., Rolandone F., Ruiz M. Structural control on megathrust rupture and slip behavior: insights from the 2016 Mw 7.8 Pedernales Ecuador earthquake. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*. 2020;125(2). <http://doi.org/10.1029/2019JB018001>
7. Gutscher M.A., Malavieille J., Lallemand S., Collot J.Y. Tectonic segmentation of the North Andean margin: impact of the Carnegie Ridge collision. *Earth and Planetary Science Letters*. 1999;168(3–4):255–270. [http://doi.org/10.1016/S0012-821X\(99\)00060-6](http://doi.org/10.1016/S0012-821X(99)00060-6)
8. Alvarado A., Audin L., Nocquet J.M., Jaillard E., Mothes P., Jarrin P., Segovia M., Rolandone F., Cisneros D. Partitioning of oblique convergence in the Northern Andes subduction zone: migration history and the present-day boundary of the North Andean Sliver in Ecuador. *Tectonics*. 2016;35(5):1048–1065. <http://doi.org/10.1002/2016TC004117>
9. Fiorini E., Tibaldi A. Quaternary tectonics in the central Interandean Valley, Ecuador: fault-propagation folds, transfer faults and the Cotopaxi Volcano. *Global and Planetary Change*. 2012;90–91:87–103. <http://doi.org/10.1016/j.gloplacha.2011.06.002>
10. Tibaldi A., Rovida A., Corazzato C. Late Quaternary kinematics, slip-rate and segmentation of a major Cordillera-parallel transcurrent fault: the Cayambe-Afiladores-Sibundoy system, NW South America. *Journal of Structural Geology*. 2007;29(4):664–80. <http://doi.org/10.1016/j.jsg.2006.11.008>
11. Witt C., Bourgeois J., Michaud F., Ordoñez M., Jiménez N., Sosson M. Development of the Gulf of Guayaquil (Ecuador) during the Quaternary as an effect of the North Andean block tectonic escape. *Tectonics*. 2006;25(3):1–22. <http://doi.org/10.1029/2004TC001723>
12. Baudino R., Hermoza W. Subduction consequences along the Andean margin: thermal and topographic signature of an ancient ridge subduction in the Marañón Basin of Perú. *Geologica Acta*. 2014;12(4):287–306. <http://doi.org/10.1344/GeologicaActa2014.12.4.2>
13. Kellogg J.N., Vega V., Stailings T.C., Aiken C.L.V. Tectonic development of Panama, Costa Rica, and the Colombian Andes: constraints from Global Positioning System geodetic studies and gravity. *Geologic and Tectonic Development of the Caribbean Plate Boundary in Southern Central America*. 1995;295:75–90. <http://doi.org/10.1130/SPE295-p75>
14. Dimate C., Drake L., Yepes H., Ocola L., Rendon H., Grunthal G., Giardini D. Seismic hazard assessment in the Northern Andes (PILOTO project). *Annali di Geofisica*. 1999;42(6):1039–1055. <http://doi.org/10.4401/ag-3787>
15. Hoskins M.C., Meltzer A., Font Y., Agurto-Detzel H., Vaca S., Rolandone F., Nocquet J.-M., Soto-Cordero L., Stachnik J.C., Beck S., Lynner C., Ruiz M., Alvarado A., Hernandez S., Charvis Ph., Regnier M., Leon-Rios S., Rietbrock A. Triggered crustal earthquake swarm across subduction segment boundary after the 2016 Pedernales, Ecuador megathrust earthquake. *Earth and Planetary Science Letters*. 2021;553:116620. <http://doi.org/10.1016/j.epsl.2020.116620>
16. Pedoja K. *Les terrasses marines de la marge Nord Andine (Equateur et Nord Pérou): relations avec le contexte géodynamique*. Paris: Pierre and Marie Curie University (Paris 6); 2003.
17. De Berc S.B., Soula J.C., Baby P., Souris M., Christophoul F., Rosero J. Geomorphic evidence of active deformation and uplift in a modern continental wedge-top – Foredeep transition: example of the eastern Ecuadorian Andes. *Tectonophysics*. 2005;399(1–4 SPEC. ISS.):351–80. <http://doi.org/10.1016/j.tecto.2004.12.030>
18. Michaud F., Witt C., Royer J.Y. Influence of the subduction of the Carnegie volcanic ridge on Ecuadorian geology: reality and fiction. *Backbone of the Americas: Shallow Subduction, Plateau Uplift, and Ridge and Terrane Collision*. 2009;204:217–228. [http://doi.org/10.1130/2009.1204\(10\)](http://doi.org/10.1130/2009.1204(10))

19. Manchuel K., Régnier M., Béthoux N., Font Y., Sallarès V., Díaz J., Yepes H. New insights on the inter-seismic active deformation along the North Ecuadorian-South Colombian (NESC) margin. *Tectonics*. 2011;30(4):1–25. <http://doi.org/10.1029/2010TC002757>
20. Pedoja K., Dumont J.F., Lamothe M., Ortlieb L., Collot J.Y., Ghaleb B., Auclair M., Alvarez V., Labrousse B. Plio-Quaternary uplift of the Manta Peninsula and La Plata Island and the subduction of the Carnegie Ridge, central coast of Ecuador. *Journal of South American Earth Sciences*. 2006;22(1–2):1–21. <http://doi.org/10.1016/j.jsames.2006.08.003>
21. Staller A., Álvarez-Gómez J.A., Luna M.P., Béjar-Pizarro M., Gaspar-Escribano J.M., Martínez-Cuevas S. Crustal motion and deformation in Ecuador from cGNSS time series. *Journal of South American Earth Sciences*. 2018;86:94–109. <http://doi.org/10.1016/j.jsames.2018.05.014>
22. Dumont J.F., Santana E., Vilema W., Pedoja K., Ordóñez M., Cruz M., Jiménez N., Zambrano I. Morphological and microtectonic analysis of Quaternary deformation from Puná and Santa Clara Islands, Gulf of Guayaquil, Ecuador (South America). *Tectonophysics*. 2005;399(1–4 SPEC. ISS.):331–350. <http://doi.org/10.1016/j.tecto.2004.12.029>
23. Egbue O., Kellogg J. Pleistocene to present North Andean “escape.” *Tectonophysics*. 2010;489(1–4):248–257. <http://doi.org/10.1016/j.tecto.2010.04.021>
24. Yepes H., Audin L., Alvarado A., Beauval C., Aguilar J., Font Y., Cotton F. A new view for the geodynamics of Ecuador: implication in seismogenic source definition and seismic hazard assessment. *Tectonics*. 2016;35(5):1249–1279. <http://doi.org/10.1002/2015TC003941>
25. Taboada A., Rivera L.A., Fuenzalida A., Cisternas A., Philip H., Bijwaard H., Olaya J., Rivera C. Geodynamics of the northern Andes: subductions and intracontinental deformation (Colombia). *Tectonics*. 2000;19(5):787–813.
26. Nocquet J.M., Villegas-Lanza J.C., Chlieh M., Mothes P.A., Rolandone F., Jarrin P., Cisneros D., Alvarado A., Audin L., Bondoux F., Martin X., Font Y., Régnier M., Vallée M., Tran T., Beauval C., Maguiña Mendoza J.M., Martinez W., Tavera H., Yepes H. Motion of continental slivers and creeping subduction in the northern Andes. *Nature Geoscience*. 2014;7(4):287–291. <http://doi.org/10.1038/ngeo2099>
27. Ego F., Sébrier M., Lavenu A., Yepes H., Egues A. Quaternary state of stress in the Northern Andes and the restraining bend model for the Ecuadorian Andes. *Tectonophysics*. 1996;259(1–3 SPEC. ISS.):101–116. [http://doi.org/10.1016/0040-1951\(95\)00075-5](http://doi.org/10.1016/0040-1951(95)00075-5)
28. Soulas J.P., Eguez A., Yepes H., Perez H. Active tectonics and seismic hazard in the Ecuadorian Andes and the extreme south of Colombia. *Ecuadorian Geological Bulletin*. 1991;2(1):3–11.
29. Winter T., Avouac J.-P., Lavenu A. Late Quaternary kinematics of the Pallatanga strike-slip fault (Central Ecuador) from topographic measurements of displaced morphological features. *Geophysical Journal International*. 1993;115(3):905–920. <http://doi.org/10.1111/j.1365-246X.1993.tb01500.x>
30. Salocchi A.C., Minarelli L., Lugli S., Amoroso S., Rollins K.M., Fontana D. Liquefaction source layer for sand blows induced by the 2016 megathrust earthquake (Mw 7.8) in Ecuador (Boca de Briceño). *Journal of South American Earth Sciences*. 2020;103(June):102737. <http://doi.org/10.1016/j.jsames.2020.102737>
31. Beauval C., Yepes H., Palacios P., Segovia M., Alvarado A., Font Y., Aguilar J., Troncoso L., Sandro Vaca S. An earthquake catalog for seismic hazard assessment in Ecuador. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 2013;103(2 A):773–786. <http://doi.org/10.1785/0120120270>
32. Beauval C., Yepes H., Bakun W.H., Egred J., Alvarado A., Singaicho J.C. Locations and magnitudes of historical earthquakes in the Sierra of Ecuador (1587–1996). *Geophysical Journal International*. 2010;181(3):1613–1633. <http://doi.org/10.1111/j.1365-246X.2010.04569.x>
33. Swenson J.L., Beck S.L. Historical 1942 Ecuador and 1942 Peru subduction earthquakes, and earthquake cycles along Colombia-Ecuador and Peru subduction segments. *Pure and Applied Geophysics*. 1996;146:67–101. <http://doi.org/10.1007/bf00876670>
34. Richter C.F. *Elementary seismology* (J. Gilluly, A.O. Woodford, eds.). San Francisco: W.H. Freeman and Company; 1958.
35. Murphy J.R., O’Brien L.J. The correlation of peak ground acceleration amplitude with seismic intensity and other physical parameters. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 1977;67(3):877–915. <http://doi.org/10.1785/BSSA0670030877>
36. Linkimer L. Relationship between peak ground acceleration and modified Mercalli intensity in Costa Rica. *Revista Geológica de América Central*. 2008;38:81–94.



ОБОЗРЫ REVIEWS

DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-2-172-181
УДК 539.3

НАУЧНЫЙ ОБЗОР / REVIEW

Проблемы и преимущества внедрения BIM на предприятиях строительной отрасли

И.И. Юшкин¹ , Ш.Г.Х. Аламиди¹ , Н.А. Сташевская^{1,2} 

¹Российский университет дружбы народов, Москва, Российская Федерация

²Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация

✉ ivan.yushkin92@gmail.com

История статьи

Поступила в редакцию: 17 января 2022 г.
Доработана: 15 марта 2022 г.
Принята к публикации: 2 апреля 2022 г.

Для цитирования

Юшкин И.И., Аламиди Ш.Г.Х., Сташевская Н.А. Проблемы и преимущества внедрения BIM на предприятиях строительной отрасли // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. Т. 18. № 2. С. 172–181. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-2-172-181>

Аннотация. Строительная отрасль – одна из важных опор экономики. Информационное моделирование зданий (BIM) представляет собой набор технологий, которые направлены на расширение сотрудничества в отраслях архитектуры, проектирования и строительства для повышения производительности и качества этапов проектирования, строительства и обслуживания зданий. Переосмысление строительства – ключ к повышению производительности. Однако BIM не получил широкого распространения в строительной отрасли. Необходимо определить основные проблемы, препятствующие его внедрению, рассмотреть стратегии, применимые для более глубокого его понимания, выполнить всесторонний и систематический анализ факторов, влияющих на внедрение BIM. На основе обзора литературы, анкетного опроса и сбора статистических данных определены факторы негативного влияния на внедрение BIM, среди которых отсутствие обученных специалистов, инвестиций в обучение персонала, стандартизации BIM, а также позиция руководства в организациях. Выдвигаются некоторые предложения по продвижению внедрения BIM и конкретные меры по реализации широкого применения технологии BIM в строительной отрасли.

Ключевые слова: информационное моделирование зданий, оптимизация, затраты, проекты, строительство, издержки, препятствия, преимущества, внедрение

Юшкин Иван Иванович, аспирант, департамент строительства, Инженерная академия, Российский университет дружбы народов, Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6; ORCID: 0000-0001-5517-0646; ivan.yushkin92@gmail.com

Аламиди Шаймаа Ганим Хаким, аспирант, департамент строительства, Инженерная академия, Российский университет дружбы народов, Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6; ORCID: 0000-0003-2634-7216; 1042208079@rudn.ru

Сташевская Надежда Александровна, кандидат технических наук, доцент департамента строительства, Инженерная академия, Российский университет дружбы народов, Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6; заместитель директора Института цифровых технологий и моделирования в строительстве, доцент кафедры проектирования зданий и сооружений, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26; ORCID: 0000-0001-7178-1439, Scopus Author ID: 57184398900, eLIBRARY SPIN-код: 1831-7306; stashevskaya-na@rudn.ru

© Юшкин И.И., Аламиди Ш.Г.Х., Сташевская Н.А., 2022



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

Problems and benefits of implementing BIM in the construction industry

Ivan I. Iushkin¹  , Shaimaa Ghanim Hakim Alamedy¹ , Nadezhda A. Stashevskaya^{1,2} 

¹Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), Moscow, Russian Federation

²National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russian Federation

✉ ivan.yushkin92@gmail.com

Article history

Received: January 17, 2022

Revised: March 15, 2022

Accepted: April 2, 2022

For citation

Iushkin I.I., Alamedy S.G.H., Stashevskaya N.A. Problems and benefits of implementing BIM in the construction industry. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022;18(2):172–181. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-2-172-181>

Abstract. The construction industry is one of the important pillars of the economy. Building Information Modeling (BIM) is a set of technologies that aims to enhance collaboration across the architecture, engineering, and construction industries to improve the productivity and quality of the design, construction, and maintenance phases of a building. Rethinking construction is the key to increasing productivity. However, BIM has not been widely adopted in the construction industry. It is necessary to understand the main problems hindering the implementation of BIM, consider the appropriate strategies that can be applied to gain a deeper understanding of BIM, conduct a comprehensive and systematic analysis of the factors influencing the implementation of BIM. Based on a literature review, a questionnaire survey and the collection of statistical data, factors of a negative impact on the implementation of BIM were identified. The results show that key factors influencing BIM adoption include a lack of trained professionals, of investment in staff training, of BIM standardization, as well as the position of leadership in organizations. This article puts forward some proposals to promote the implementation of BIM and specific measures to implement the widespread use of BIM technology in the construction industry.

Keywords: Building Information Modeling, BIM, optimization, costs, projects, construction, costs, obstacles, benefits, implementation

Введение

В последние годы информационное моделирование зданий (BIM) оказало влияние на отрасль архитектуры, проектирования и строительства как одна из ведущих технологий, используемых в отрасли.

Информационное моделирование зданий все чаще используется для решения проблем производительности, которые давно преследуют строительную отрасль [1; 2]. Использование методов BIM, по сравнению с традиционными методами проектирования и строительства, помогают достичь координации, сотрудничества и интеграции всех участников процесса. Признавая вышеупомянутые преимущества, большинство предприятий начали использовать BIM в своих проектах и попытались больше не прибегать к традиционным методам, поскольку BIM увеличивает их производительность и значительно снижает количество затрат [3]. Хотя потенциальные преимущества технологий могут показаться очевидными, степень внедрения BIM в отрасли низкая [4]. Несмотря на то что на сегодняшний день доступны новейшие программные инструменты, ряд ограничений препятствует их широкому внедрению на предприятиях [5]. Внедрение BIM находится на начальной стадии. Правительство Российской Федерации способствует внедрению BIM, однако оно в значительной степени игнорируется предприятиями строительной отрасли.

В количественных исследованиях изучались факторы, влияющие на внедрение BIM. В основном их можно сгруппировать в функциональные требования и потребности технических инструментов и нетехнические стратегические вопросы [4]. С точки зрения времени, затрат и усилий, необходимых для внед-

Ivan I. Iushkin, postgraduate student, Department of Civil Engineering, Academy of Engineering, Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), 6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation; ORCID: 0000-0001-5517-0646; ivan.yushkin92@gmail.com

Shaimaa Ghanim Hakim Alamedy, postgraduate student, Department of Civil Engineering, Academy of Engineering, Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), 6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation; ORCID: 0000-0003-2634-7216; 1042208079@rudn.ru

Nadezhda A. Stashevskaya, Candidate of Technical Sciences, 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; Deputy Director of the Institute of Digital Technologies and Modeling in Construction, Associate Professor of the Department of Design of Buildings and Structures, National Research Moscow State University of Civil Engineering, 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ORCID: 0000-0001-7178-1439, Scopus Author ID: 57184398900, eLIBRARY SPIN-code: 1831-7306; stashevskaya-na@rudn.ru

рения технологии, текущие инвестиции означают, что BIM вряд ли будет использоваться в небольших, простых проектах, где традиционное автоматизированное проектирование (CAD) остается достаточным [5]. Согласно исследованию состояния внедрения BIM в строительной отрасли, проблемы, с которыми сталкиваются предприятия, включают нехватку инвестиций, отсутствие навыков и возможностей использования BIM, медленную окупаемость инвестиций. Критические факторы, препятствующие внедрению BIM, должны быть идентифицированы и должны учитывать, какие стратегии могут быть приняты.

Обзор литературы

Концепция BIM впервые появилась в 1992 г. и была опубликована в журнале «Автоматизация в строительстве» в статье «Моделирование нескольких видов зданий» [6]. С тех пор исследования BIM постепенно интенсифицировались и получили несколько определений. В [7] BIM описано как объектно-ориентированная трехмерная модель, которая может обеспечивать визуализацию и моделирование здания. BIM можно рассматривать как новый способ совместной работы на протяжении всего жизненного цикла здания.

Национальный институт строительных наук (NIBS)¹ определил информационные модели зданий как цифровое представление физических и функциональных характеристик объекта, которое служит общим ресурсом знаний для информации об объекте. BIM интерпретирует и передает атрибуты каждой системы здания одновременно через общую модель с большим количеством данных, которая помогает всем сторонам, участвующим в проекте. Эта автоматизированная модель обеспечивает более легкую передачу данных, документации и обмен идеями между различными дисциплинами [8]. Кроме того, информация о здании определяется как совместная методология, генерирующая данные, которые будут использоваться на различных этапах жизненного цикла здания, таких как проектирование, строительство, эксплуатация и обслуживание².

BIM можно рассматривать как основной способ повышения производительности. На ранних этапах исследования в большинстве статей BIM рассматриваются как техническое средство [9]. Более полное представление о BIM описывает его как процесс создания, хранения, управления, обмена и совместного использования информации о зданиях с возможностью взаимодействия и многократного использования [10].

Проектный характер и фрагментация строительной отрасли приводят к тому, что ее производительность отстает от других отраслей [2]. Появление BIM направлено на решение этой проблемы. В последнее время были опубликованы многочисленные исследования, подтверждающие, что BIM полезен, так как дает точную оценку затрат, экономит время, демонстрирует ошибки координации проектирования и представляет собой энергоэффективные проектные решения [11]. Исследователи выявили, что раннее внедрение управления объектами на стадии проектирования с помощью BIM может снизить затраты жизненного цикла [12].

В последнее время BIM становится все более популярным на строительных предприятиях. Во всем мире проведено множество исследований для выявления факторов, влияющих на принятие BIM. Внедрение BIM широко распространяется в США, Европе, Австралии и других развитых странах. Но по сравнению с развитыми странами развивающиеся страны не сформировали прогрессивного подхода к внедрению BIM.

Чтобы определить факторы, влияющие на внедрение BIM, разработано множество теоретических моделей. Предыдущие исследования пытались изучить внедрение технологий через распространение инноваций. Структура «технология – организация – среда» была впервые предложена Л.Г. Торнацким и М. Флейшером [13]. Она представляет собой модель технологического, организационного и экологического воздействия компаний в процессе принятия и внедрения технологических инноваций [14]. В ней описаны три аспекта, в которых предприятие решает внедрить технологию: технология, организация и среда. Техническая подготовка относится к внутренним и внешним технологиям, применяемым в настоящее время организацией, а также к технологиям, которые уже присутствуют на рынке, но еще не используются компанией. Под организационной структурой понимается размер компании, организационная структура и человеческие ресурсы. К окружающей среде относятся факторы, не зависящие от организации, такие как конкуренция, партнеры и отраслевая среда.

¹ National BIM Standard – US Version 3. National Institute of Building Sciences (NIBS) BuildingSMART Alliance; 2019. URL: <https://www.nationalbimstandard.org> (дата обращения: 12.01.2022).

² Ibid.

Факторы, связанные с внедрением BIM. Отчасти причиной того, что BIM находится на относительно низком уровне в строительной отрасли, считается нежелание отрасли изменять существующие методы работы, отсутствие обучения, разная готовность предприятий к увеличению затрат. Пуарье охарактеризовал BIM как технологическое новшество для строительных организаций [15]. В этом отношении данные свидетельствуют о том, что многие предприятия относятся к инновациям осторожно [16]. Жизненно важно выяснить влияющие факторы, чтобы получить более полное представление о внедрении BIM для предприятий.

Предприятия обычно делятся на малые, средние и крупные и определяются по ряду характеристик, учитывая количество сотрудников, оборот предприятия, размер активов и потребность в капитале. Малые и средние предприятия – это, как правило, компании, в которых работает примерно 10–300 сотрудников.

Обычно уровень внедрения инновационных технологий на малых и средних предприятиях ниже, чем в крупных. К примеру, К. Роджерс и соавт. выявили, что уровень понимания BIM в Австралии намного ниже среди малых и средних предприятий и что существует предвзятое отношение к требованиям и проблемам внедрения BIM [17]. Аналогично, согласно исследованию Лама, отмечено, что в Великобритании в настоящее время отсутствуют руководящие принципы и основы, помогающие большинству предприятий малого и среднего бизнеса принять обоснованное решение о внедрении BIM [18]. Как и в большинстве стран, такая же ситуация существует и в России. И хотя исследования подтвердили, что рост использования BIM предприятиями является ключевым условием для достижения трансформации строительной отрасли [18], процент внедрения BIM остается на крайне низком уровне.

Для среды BIM требуется покупка программного обеспечения, обучение сотрудников, но предприятия не хотят нести дополнительные затраты там, где можно использовать обычный традиционный 2D-метод. Ограниченность ресурсов, конкуренция также являются существенными препятствиями на пути внедрения BIM. Основываясь на количественном исследовании, В. Бельведер и соавт. установили, что многие фирмы не могут инвестировать в новейшие производственные практики и технологии, которые могут улучшить их производительность [19]. Фактически фирмы на рынке склонны применять надежные методы для обеспечения возврата инвестиций (ROI) [15]. В отсутствие достаточных доказательств использование BIM считается слишком рискованным [20]. В исследовании П.В. Оба отмечено, что использование BIM увеличивается по мере роста проекта [20]. BIM постепенно распространяется по всему миру, и коэффициент использования соответствующего программного обеспечения также увеличивается. По сравнению с большинством развитых стран внедрение BIM в развивающихся странах только начинается. Например, глубина и широта разработки BIM в России намного меньше, чем в Европе. Следовательно, есть еще много возможностей для улучшения его применения и продвижения. Технологии, правовая система, персонал, организация и экономика являются основными факторами, влияющими на внедрение BIM [1]. Между тем высококвалифицированные сотрудники, эффективное управление и лидерство, доступность информации и сложность самого проекта также влияют на внедрение BIM [21].

Согласно исследованию факторов, влияющих на внедрение BIM в европейской строительной отрасли, к факторам препятствий относятся время, затрачиваемое на обучение персонала, и большие инвестиции [22]. Кроме того, при практическом применении внедрения BIM отсутствие законов и нормативных актов, соответствующих стандартов и руководств по реализации препятствуют внедрению [23]. Основываясь на экономических, технических и юридических аспектах, можно обобщить причины, препятствующие применению BIM [24].

В текущих рыночных условиях существует множество проблем в применении и развитии BIM [23]. Исследование изучает применение и будущую тенденцию развития BIM на протяжении всего жизненного цикла строительных проектов, включая интересы и риски, и анализирует проблемы, с которыми придется столкнуться в процессе применения.

Преимущества внедрения BIM в проекты. По данным [12; 25; 26], BIM может быть реализовано на различных этапах жизненного цикла проекта (планирование, проектирование, строительство, эксплуатация и снос). Таким образом, продукт BIM представляет собой цифровую модель, которая предоставляет информацию, например о проекте (3D), планировании (4D), стоимости (5D) и анализе жизненного цикла (6D) [5; 7]. Н. Гу и К. Лондон [4] показали, что BIM необязательно использовать на всех этапах и мероприятиях проекта. Уровень реализации BIM в проекте может варьироваться от сложного междисциплинарного использования BIM в онлайн-среде для совместной работы на всех этапах жизненного цикла проекта до простых индивидуальных и специфичных задач [4].

В целом использование BIM обеспечивает экономию времени и затрат [25] в результате повышения эффективности, более четкой передачи информации, коллективных усилий, более точных проектных оценок и уменьшения количества изменений [27].

BIM улучшает процесс принятия решений, строительство, эксплуатацию и техническое обслуживание объектов, а также снижает количество изменений в проектах [25]. Использование BIM в проектах дает возможность совместной работы всех участников и обмен идеями и информацией более эффективным и организованным образом, чем при традиционном подходе [25].

Е.А. Пуарье [28] выявил увеличение производительности труда в пределах от 75 до 240 % в проектах с поддержкой BIM. В другом исследовании сокращение количества изменений привело к экономии 42 % стандартных затрат, а сокращение продолжительности проекта привело к экономии 67 % по сравнению со стандартной продолжительностью [29].

Более 40 % специалистов строительной отрасли, связанные с использованием BIM заявили, что ценность BIM имеет решающее значение на этапе разработки проекта. Проектировщики используют BIM для оценки вариантов проектирования и автоматического создания точных 2D-чертежей из 3D-модели [30]. BIM помогает быстро передавать информацию между различными разделами проектирования [30] и таким образом способствует их взаимодействию [31]. BIM позволяет проектировщикам минимизировать ошибки и неточности в документах, уменьшить количество переделок и сократить время проектирования. Благодаря внедрению BIM проектировщики могут автоматизировать разработку строительной документации, такой как рабочие чертежи, которые легко генерируются для многих систем здания из рабочей модели. Эта автоматизация строительной документации дает возможность инженерам тратить больше времени на разработку проекта, а не на изменение документации, а также обеспечивает более высокую точность чертежей и снижает риски [32–34].

Кроме того, информационные модели построения предоставляют возможность выполнять обзор соответствия нормам [35], оценку затрат и анализ устойчивости на ранних стадиях проектирования [27].

Инженеры используют информационные модели зданий для координации строительных систем, обнаружения конфликтов в проекте и незамедлительного сообщения об этих проблемах ответственным за ошибки [25]. Строители используют BIM для расчета объемов и оценки затрат, а также для планирования графиков проектов и для управления ходом строительства [25]. BIM улучшает планирование и составление графиков выполнения работ всеми участниками строительного процесса.

BIM может быть полезен для доступа к информационным моделям зданий и запросам информации на строительной площадке, для решения любых строительных проблем на месте, как только они возникают [25], для визуализации последовательности строительных работ, что особенно важно и полезно в случае сложных проектов [2]. BIM полезен для создания базы данных информации, получаемой на строительной площадке на этапе строительства. BIM облегчает сборку компонентов здания за пределами объекта, что снижает стоимость и продолжительность выполнения работ по проекту [2]. Кроме того, технология BIM применяется на строительных площадках с использованием мобильных устройств, например портативных планшетов. Используя мобильные устройства, команда на месте может создавать, перемещать, изменять, получать доступ и проверять информационную модель здания и ее атрибутов, работая в режиме реального времени.

Внедрение BIM дает компаниям конкурентное преимущество, гарантируя владельцам максимальную отдачу от их инвестиций. Компании, работающие с государственными заказами, накопили статистику, указывающую на то, что основанные на BIM проекты дают возможность получения строительных продуктов более высокого качества, что приводит к снижению затрат [29]. BIM увеличивает вовлеченность заказчиков, обеспечивая более четкую и точную визуализацию проекта. Это упрощает общение с заказчиками, поскольку объемные 3D-модели дают более полное понимание объекта проектирования, чем 2D-чертежи [36].

Препятствия к использованию BIM. Несмотря на все преимущества внедрение BIM происходит медленно [7]. Отсутствие плана внедрения BIM, необходимость изменения культуры внутри организации, организационные проблемы, повышенный риск при использовании BIM и сложность разработки информационной модели здания являются основными препятствиями [25]. Согласно [35], самые большие препятствия на пути к успеху BIM – отсутствие групповой заинтересованности в его использовании и низкий уровень сотрудничества между членами команды проектировщиков и непосредственных исполнителей работ.

Внедрение BIM сопряжено с первоначальным финансовым бременем, которое заставляет компании сопротивляться использованию BIM из-за затрат, связанных с покупкой программного обеспечения и обучением сотрудников [25; 26]. Помимо технических проблем, человеческий фактор является серьезным

препятствием: отсутствуют специалисты, знающие BIM в области проектирования и строительства [25; 26]; персоналу не хватает формального обучения BIM, что мешает успеху проекта [25; 26]; уровень опыта BIM от одного члена проектной группы к другому неодинаков, и это дополнительно ограничивает потенциал BIM [34]. Решающим элементом успешного использования BIM является уровень вовлеченности всех участников проекта. Дополнительной проблемой является сопротивление непосредственных исполнителей работ новым технологиям и изменениям в традиционных процедурах [2; 25]. Это сопротивление препятствует полному внедрению BIM в практику компании [2; 25; 26; 34]. Кроме того, незнание процесса внедрения BIM препятствует его использованию.

Методология

На внедрение BIM влияет множество факторов. Только с помощью существующих в литературе методов исследования трудно обоснованно классифицировать ключевые из них. Цель исследования – получить представление об использовании BIM проектировщиками и непосредственными исполнителями строительных работ. Для достижения этой цели на основе обзора литературы методом исследования был выбран опрос. Вопросы были сгруппированы в следующие основные разделы: использование BIM на уровне компании, использование BIM на уровне проекта, использование BIM на уровне строителей, предполагаемые преимущества использования BIM и предполагаемые препятствия для использования BIM.

Анкета опроса была отправлена по электронной почте архитекторам, инженерам, заказчикам и строителям. Всего по электронной почте были получены ответы от 100 участников: 70 от проектных бюро и 30 от строительных компаний.

В анализ были включены анкеты только 45 участников, которые ответили на вопрос о том, использовали они BIM или нет. Ответы проанализированы с использованием описательной статистики. Метод перекрестной таблицы применен для анализа ответов в соответствии с ролью респондента в процессе проектирования и строительства, чтобы определить результаты по дисциплинам.

Результаты и обсуждение

Респондентам был задан ряд вопросов относительно внедрения BIM в их компаниях. BIM использовали порядка 30 % опрошенных специалистов. Что касается конкретных направлений, большинство инженеров-строителей, архитекторов, дизайнеров и подрядчиков заявили, что слышали о BIM или только начинают использование в своей практике.

Отвечая на вопрос о движущих силах внедрения BIM в проекты, большинство проектировщиков сочли менеджмент главной движущей силой, в то время как меньшинство заявило, что клиенты и конкуренция со стороны других компаний стимулировали внедрение BIM. Однако большинство архитекторов и строителей считали заказчиков основной причиной внедрения BIM. Это очень важный вывод, поскольку он показывает, что владельцы/клиенты могут поощрять использование BIM.

Вместе с этим в вопросе о коммерческой ценности использования BIM, которую реализовали их компании, большая часть проектировщиков ответили, что их компании только начинают видеть потенциальную ценность использования BIM.

Участников опроса спросили о текущих методах, которые применяют их компании для поощрения использования BIM. Часть ответивших проектировщиков заявили, что их компании требуют использования BIM, и более трети проектировщиков заявили, что их компании проводят обучение BIM. Большинство ответивших архитекторов, инженеров-проектировщиков и строителей ответили, что их компании проводят обучение BIM, чтобы стимулировать его использование.

Все ответившие инженеры считали, что найм новых квалифицированных специалистов по BIM – хороший способ приобрести опыт в области BIM для компании, но в то же время большинство строителей, архитекторов и проектировщиков полагали, что внутреннее обучение было бы лучшим способом приобретения опыта BIM.

По мнению опрошенных использование BIM отлично подходит для 3D-визуализации и автоматизации выпуска документации, а также для обнаружения конфликтов в большинстве проектов. Использование BIM для 3D-визуализации является важным открытием, поскольку указывает на потенциал BIM для лучшего понимания проекта. На этапе строительства BIM, по данным опрошенных, использовался в основном для количественного анализа, оценки, планирования и 4D-моделирования строительных работ, поскольку это основной объем их работы. Все респонденты, независимо от их дисциплины, отметили менее частое использование BIM на этапе эксплуатации и технического обслуживания проектов. Причи-

на этого может быть в том, что опрошенные не задействованы в эксплуатации и техническом обслуживании зданий.

Была исследована взаимосвязь между ролью опрошенных и этапом жизненного цикла возводимого здания, поскольку респонденты в первую очередь делятся информацией BIM при работе над проектированием и строительством для того, чтобы понять уровень совместного использования информации участниками проекта.

Архитекторы делились информацией BIM в первую очередь с инженерами и заказчиками и в меньшей степени со строителями. Инженеры-проектировщики делились информацией с архитекторами и смежными подразделениями, но реже с заказчиками и подрядчиками. Строители делились BIM-информацией с проектировщиками, архитекторами и заказчиками. В целом ответы показали сотрудничество между различными заинтересованными сторонами, обусловленное конкретной фазой проекта и объемом конкретной работы.

На вопрос о программном обеспечении BIM, которое их компания использует, как и ожидалось, подавляющее большинство архитекторов ответили, что они использовали Revit™ Architecture. Инженеры-строители в основном использовали Revit™ Structure вместе с Tekla Structures™ и Navisworks™. Инженеры MEP использовали в основном Revit MEP™ и Revit Structure™. Строители почти в равной степени использовали Navisworks™ и Revit Architecture™, Revit MEP™ и Revit Structure™. Таким образом, программное обеспечение Autodesk было наиболее часто используемым программным обеспечением BIM в различных областях. Меньшее количество респондентов использовали ArchiCAD™, Bentley™, VICO Construction™, Bentley Facilities Management™ и Digital Project™.

Все опрошенные респонденты, независимо от их участия в жизненном цикле здания, согласились, что BIM помогает автоматизировать документацию. Архитекторы и инженеры подтвердили, что BIM полезно для оценки различных вариантов проектирования. Все респонденты согласились с тем, что BIM полезен для снижения рисков проекта, потому что помогает обнаруживать ошибки, упущения и конфликты до начала строительства.

Строители согласились с тем, что использование BIM выгодно для уменьшения количества переделок проектов, заказов на изменение. Использование BIM помогло сократить время выполнения проекта, а также уменьшить использование материалов и отходов на стройплощадке. Как и ожидалось, строители отметили, что BIM помогло им снизить затраты на строительство.

Респонденты также согласились, что BIM полезен для увеличения вовлеченности заказчика и предоставления заказчику более четкого визуального понимания 3D-модели объекта как при проектировании, так и при строительстве. Респонденты отметили, что использование BIM в качестве нового маркетингового инструмента для фирм было выгодным, поскольку оно помогало привлечь клиентов. Строители заявили, что BIM помогает повысить производительность и эффективность на объекте строительства.

Инженеры-проектировщики и строители согласились с тем, что BIM полезен для создания точных реальных моделей. Исполнительная документация, подготовленная подрядчиком и переданная владельцу для использования на этапе эксплуатации и технического обслуживания проекта, является важным конечным результатом проекта.

Все респонденты, за исключением архитекторов, согласились с тем, что BIM улучшает взаимодействие между дисциплинами.

Предполагаемые препятствия для использования BIM. Респонденты считают, что стоимость программного обеспечения и уровень заработных плат профессионалов BIM были препятствием, которое, скорее всего, помешало бы более широкому внедрению BIM в проекты. По словам респондентов, отсутствие измеримых выгод от использования BIM, вероятно, мешает использованию BIM. Кроме того, респонденты указали, что будет трудно оправдать использование BIM в небольших проектах.

Все респонденты полагали, что недостаточный спрос на использование BIM со стороны заказчиков с некоторой вероятностью может помешать использованию BIM.

Относительно препятствий, связанных с навыками использования BIM, респонденты отметили, что отсутствие опыта и необходимость в обучении, скорее всего, также мешают использованию BIM. Кроме того, респонденты отметили наибольшее количество профессионалов, разбирающихся в BIM, в отрасли архитектуры, проектирования и строительства.

Отвечая на вопрос о юридических проблемах как потенциальных препятствиях для использования BIM, респонденты ответили, что отсутствие стандартов BIM будет препятствовать его внедрению. Респонденты считают, что отсутствие приоритета, установленных законов и правил использования BIM с умеренной вероятностью может мешать внедрению BIM.

Заключение

Изучено использование BIM строительной отрасли. Проанализированы мнения профессионалов в области проектирования и строительства о внедрении BIM компаниями, применении BIM в проектах, преимуществах использования и препятствиях внедрения BIM. В опросе участвовали архитекторы, инженеры-проектировщики, заказчики и строители. Большинство респондентов, которые не использовали BIM, были бы заинтересованы во внедрении BIM в будущем. Опрошенные заявили, что часть сотрудников в их компаниях начинают постепенно осваивать BIM.

Основными преимуществами BIM являются трехмерная визуализация, автоматизация документации и обнаружение конфликтов.

Совместное использование BIM между различными участниками проекта определяется этапом проекта и объемом работ по дисциплине. Использование BIM выгодно на всех этапах реализации проектов. Архитекторы и инженеры-проектировщики полагают, что использование BIM приносит пользу на этапе проектирования проекта, в то время как инженеры-строители видят преимущества использования BIM как на этапе проектирования, так и на этапе строительства. Заказчики считают, что использование BIM практически одинаково ценно на всех этапах проекта. Восприятие других потенциальных преимуществ отличалось из-за их специфического объема работы.

Относительно конкретных препятствий, которые могут помешать использованию BIM в проектах, большинство респондентов указали кадровые проблемы и стоимость внедрения. Что касается юридических споров, связанных с использованием BIM, большинство респондентов заявили, что их компании не сталкивались с таковыми.

Сравнение результатов настоящего исследования и предыдущих показало, что большинство текущих выводов о преимуществах и препятствиях для использования BIM соответствуют результатам предыдущих исследований.

Теоретический вклад данного исследования заключается в выделении и обсуждении ключевых факторов, влияющих на внедрение BIM, с точки зрения заинтересованных сторон.

По результатам исследования предлагается три стратегии, а именно: развитие восприятия BIM на предприятиях строительного цикла, укрепление правовой среды для внедрения BIM, разработка собственного программного обеспечения и стандартов, а также облачных технологий.

Эти стратегии служат убедительным ориентиром для строительных предприятий и разработчиков программного обеспечения по применению соответствующих подходов для расширения внедрения BIM. Например, государственные ведомства могут проводить учебные мероприятия для повышения осведомленности о BIM, а разработчики программного обеспечения создавать отечественное программное обеспечение, которое наилучшим образом соответствует текущим реалиям российского рынка.

У исследования два основных ограничения. Во-первых, использовался небольшой опрос из-за того, что исследователям было сложно найти достаточное количество интервьюируемых. Во-вторых, не все группы заинтересованных сторон, вовлеченные во внедрение BIM, были включены в анкетирование. Субподрядчики, поставщики оборудования и материалов, сметчики, а также управляющие компании, сантехники и многие другие также являются заинтересованными сторонами, связанными с внедрением BIM. Поэтому для проведения последующих исследований следует пригласить более широкую группу заинтересованных сторон.

Список литературы / References

1. Cao D., Wang G., Li H., Skitmore M., Huang T., Zhang W. Building Information Modeling practice and effectiveness in construction projects in China. *Building Automation*. 2015;49:113–122. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2014.10.014>
2. Eastman C., Teicholtz P., Sachs R., Liston C. *BIM handbook: a guide to Building Information Modeling for owners, managers, designers, engineers and contractors*. Wiley Publ.; 2011.
3. Fan S.L., Skibniewski M.J., Hung T.W. Building Information Modeling effects during construction. *Journal of Applied Science and Engineering*. 2014;17(2):157–166. <https://doi.org/10.6180/jase.2014.17.2.06>
4. Gu N., London K. Understanding and facilitating the implementation of BIM in the AEC industry. *Automation in Construction*. 2010;19(8):988–999. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2010.09.002>
5. Kuider T., Paterson J. BIM as a viable collaboration tool: a case study. *Proceedings of CAADRIA, Nanjing, China, April 19–21*. Nanjing; 2007. p. 57–68.

6. Van Nederveen G.A., Tolman F.P. Modelling multiple views on buildings. *Automation in Construction*. 1992; 1(3):215–224. [http://doi.org/10.1016/0926-5805\(92\)90014-B](http://doi.org/10.1016/0926-5805(92)90014-B)
7. Miettinen R., Paavola S. Beyond the BIM utopia: approaches to Building Information Modeling development and implementation. *Building Automation*. 2014;4:84–91.
8. Azhar S. Building Information Modeling (BIM): trends, benefits, risks, and challenges for the AEC Industry. *Journal of Leadership and Management in Engineering*. 2011;11(3):241–252. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)LM.1943-5630.0000127](https://doi.org/10.1061/(ASCE)LM.1943-5630.0000127)
9. Santos R., Costa A.A., Grilo A. Bibliometric analysis and review of Building Information Modeling literature published between 2005 and 2015. *Automation in Construction*. 2017;80:118–136. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2017.03.005>
10. Vanlande R., Nicolle C., Kruse C. IFC and building lifecycle management. *Automation in Construction*. 2008; 18(1):70–78. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2008.05.001>
11. Bride D., Broquetas M., Volm J.M. The benefits of Building Information Modeling (BIM). *International Journal of Project Management*. 2013;31(7):971–980. <https://doi.org/10.1016/j.ijproman.2012.12.001>
12. Wang J., Wang H., Wang J., Jung P., Jun G. Involving facility management at the design stage with BIM: a framework and case study. *Advances in Civil Engineering*. 2013;2013(3):189105. <https://doi.org/10.1155/2013/189105>
13. Tornacki L.G., Fleischer M. *Processes of Technological Innovation*. Lexington Books; 1990.
14. Drazin R. Technological innovation processes. *Journal of Technology Transfer*. 1991;16(1):45–46. <https://doi.org/10.1007/BF02371446>
15. Poirier E., Staub-French S., Forg D. Embedded contexts of innovation. *Construction Innovation*. 2015;15(1):42–65. <https://doi.org/10.1108/CI-01-2014-0013>
16. Sexton M., Barrett P. A literary synthesis of innovation in small construction firms: ideas, ambiguities, and questions. *Construction Management and Economics*. 2010;21(6):613–622. <https://doi.org/10.1080/0144619032000134156>
17. Rogers C., Hosseini M.R., Chiles N., Rameisdin R. Building Information Modeling (BIM) in Australia’s small and medium-sized construction-related enterprises: awareness, methods and drivers. *31th Annual ARCOM Conference, 7–9 September 2015, Lincoln, UK*. Lincoln: Association of Researchers in Construction; 2015. p. 691–700.
18. Lam T.T., Mahjoubi L., Mason J. A framework to help analyze the risks and benefits of implementing BIM for SMEs in the UK. *Journal of Civil Engineering and Management*. 2017;23(6):740–752. <https://doi.org/10.3846/13923730.2017.1281840>
19. Belvedere V., Grando A., Papadimitriou T. Responsiveness of Italian SMEs: dimensions and determinants. *International Journal of Industrial Research*. 2009;48(21):6481–6498.
20. Oba P.V. Opportunities and barriers for BIM implementation in the German AEC market: findings from current market analysis. *30th eCAADe Digital Physics Conference*. Prague: Czech Technical University; 2012. p. 151–158.
21. Liu Y., Nederveen S.W., Hertog M. Understanding the impact of BIM on collaborative design and construction: an empirical study in China. *International Journal of Project Management*. 2016;35(4):686–698. <https://doi.org/10.1016/j.ijproman.2016.06.007>
22. Azhar S., Hein M., Blake S. Building Information Modeling (BIM): benefits, risks, and challenges. *Proceedings of ASC’s 44th Annual CDROM Conference*. Auburn; 2008.
23. Isikdag U. Design patterns for BIM-based service-oriented architectures. *Building Automation*. 2012;25:59–71. <https://doi.org/10.1016/J.AUTCON.2012.04.013>
24. Mutai A. *Factors influencing the use of Building Information Modeling (BIM) by leading construction firms in the United States of America*. Terre Haute: Indiana State University; 2009.
25. Ahn Y., Kwak H., Suk J. Contractor transformation strategies for implementing Building Information Modeling. *Journal of Management in Engineering*. 2015;32:1–13. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ME.1943-5479.0000390](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ME.1943-5479.0000390)
26. Geisari M., Irizarri J. Research on the human and technological requirements for the successful implementation of BIM-based augmented reality mobile environments into facilities management practice. *Facilities*. 34(1/2):69–84. <https://doi.org/10.1108/F-04-2014-0040>
27. Liu Y., van Nederveen S., Wu K., Hertog M. Sustainable Infrastructure design framework through the integration of rating systems and Building Information Modeling. *Advances in Civil Engineering*. 2018;2018:8183536. <https://doi.org/10.1155/2018/8183536>
28. Poirier E.A., Staub-French S., Forgues D. Measuring the impact of BIM on productivity in a small, specialized contracting plant through action research. *Building Automation*. 2015;58:74–84.
29. Hurtado K., Sullivan K. How to measure the benefits of BIM – a case study approach. *Building Automation*. 2012;24:149–159.
30. Olbina S. Building Information Modeling to support sustainable design and construction. *Journal of Construction Engineering and Management*. 2013;139(1):24–34.

31. Keegan K. *Building Information Modeling to support space planning and renovation in colleges and universities* (a thesis submitted to the faculty of Worcester Polytechnic Institute in partial fulfillment of the degree of Master of Science in Construction Project Management). Worcester: Worcester Polytechnic Institute; 2019.
32. Hosseini M.R., Banihashemi S., Chileshe N. BIM adoption within Australian small and medium-sized enterprises (SMEs): an innovation diffusion model. *Construction Economics and Building*. 2016;16(3):71–86. <https://doi.org/10.5130/AJCEB.v16i3.5159>
33. Vaughn J., Lee J., Dossik K., Messner J. What to focus on for successful implementation of Building Information Modeling within an organization. *Journal of Construction Engineering and Management*. 2013;139(11):432–444. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CO.1943-7862.0000731](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CO.1943-7862.0000731)
34. Forgues D., Souha Tahrani, Schmitz D. Improving efficiency and productivity in the construction sector through the use of information technology. NRC Industrial Research Assistance Program. Quebec; 2012.
35. Dodge Data and Analytics, SmartMarket brief: BIM advancements, Dodge Data and Analytics. New York; 2019.
36. Azhar S. Building Information Modeling (BIM): trends, benefits, risks, and challenges for the AEC industry. *Journal of Leadership and Management in Engineering*. 2011;11(3):241–252.



DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-2-182-192
 УДК 691.32

НАУЧНЫЙ ОБЗОР / REVIEW

Свойства дисперсных волокон для эффективного армирования бетонов

А.С. Маркович , Д.А. Милосердова  

Российский университет дружбы народов, Москва, Российская Федерация

 miloserdova-da@rudn.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 14 января 2022 г.

Доработана: 12 марта 2022 г.

Принята к публикации: 25 марта 2022 г.

Для цитирования

Маркович А.С., Милосердова Д.А. Свойства дисперсных волокон для эффективного армирования бетонов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. Т. 18. № 2. С. 182–192. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-2-182-192>

Аннотация. Вопрос повышения надежности и долговечности железобетонных конструкций считается приоритетным в современном строительстве. Одним из направлений повышения прочности бетонов является применение дисперсного армирования. За последние десять лет интерес к использованию дисперсно-армированных бетонов в России, а также в странах Европы, Азии и США существенно возрос. Отмечено, что улучшение физико-механических свойств бетона зависит от параметров армирования, таких как объемное содержания волокна, характеристик дисперсной арматуры, структуры бетонной матрицы и т. д. Рассматриваются различные виды волокон для дисперсного армирования бетонов, а именно полипропиленовое, полиэтиленовое, нейлоновое, акриловое, полиэфирное, хлопковое, асбестовое, стеклянное, базальтовое, стальное, углеродное. Дано описание основных достоинств и недостатков каждого из видов волокон. Приведены сравнительные характеристики по плотности, прочности на растяжение, модулю упругости, относительному удлинению при разрыве материалов, которые используются для изготовления волокна. Рассмотрено влияние волокон на трещиностойкость дисперсно-армированного бетона под воздействием ударных нагрузок. При аналитическом обзоре существующих исследований установлено, что можно добиться значительного повышения прочности бетона, армированного волокнами, на осевое сжатие, растяжение, растяжение при изгибе, срезе по сравнению с обычным тяжелым бетоном.

Ключевые слова: дисперсно-армированный бетон, волокно, прочность, бетонная матрица, объемный коэффициент армирования

Маркович Алексей Семенович, кандидат технических наук, доцент департамента строительства, Инженерная академия, Российский университет дружбы народов, Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6; ORCID: 0000-0003-3967-2114, Scopus ID: 57209575592, WoS ID: AAK-4701-2021, eLIBRARY SPIN-код: 9203-1434; markovich-as@rudn.ru

Милосердова Дарья Александровна, ассистент, аспирант департамента строительства, Инженерная академия, Российский университет дружбы народов, Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6; ORCID: 0000-0003-0835-528X, Scopus ID: 57212346981, WoS ID: AGN-7861-2022, eLIBRARY SPIN-код: 1276-6516; miloserdova-da@rudn.ru

© Маркович А.С., Милосердова Д.А., 2022



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

Properties of dispersed fibers for efficient concrete reinforcement

Alexey S. Markovich , Darya A. Miloserdova  

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

 miloserdova-da@rudn.ru

Article history

Received: January 14, 2022

Revised: March 12, 2022

Accepted: March 25, 2022

For citation

Markovich A.S., Miloserdova D.A. Properties of dispersed fibers for efficient concrete reinforcement. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022;18(2):182–192. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-2-182-192>

Abstract. The question of increasing the reliability and durability of reinforced concrete structures is a priority. One of the ways to increase the strength of concrete is using of dispersed reinforcement. The interest of using of fiber-reinforced concrete in Russia, as well as in Europe, Asia and the USA has increased significantly in recent ten years. The improvement of the physical and mechanical properties of concrete is noted to depend on the reinforcement parameters, such as the volume content of the fiber, the characteristics of the dispersed reinforcement, the structure of the concrete matrix, etc. Authors consider various types of fibers for dispersed concrete reinforcement, specifically polypropylene, polyethylene, nylon, acrylic, polyester, cotton, asbestos, glass, basalt, steel, carbon. Description of the main advantages and disadvantages of each type of fiber is given. Comparative characteristics are presented in terms of density, tensile strength, modulus of elasticity, elongation at fracture of the materials used to manufacture the fiber. The influence of fibers on crack strength of fiber-reinforced concrete under impact loads is studied. Analytical review of existing works found that it is possible to achieve a significant increase of strength of fiber-reinforced concrete in axial compression, tension, tension in bending, shear compared to ordinary heavy concrete.

Keywords: fiber-reinforced concrete, fiber, strength, concrete matrix, volumetric reinforcement ratio

Введение

Дисперсно-армированный бетон представляет собой композиционный материал, который в настоящее время широко используется в различных отраслях строительства. В качестве дисперсного армирования применяются различные волокна (фибры), которые равномерно рассредоточиваются в объеме бетонной матрицы. Наибольший интерес представляют композиты на основе доступных для производства минеральных матриц, дисперсно-упрочненных особыми волокнами (металлическими, стеклянными, базальтовыми, полиамидными, углеродными и т. д.).

Первые сведения о дисперсно-армированном бетоне появились в начале XX в. в работах В.П. Некрасова [1–3], который описал результаты исследований по получению бетонных материалов с дисперсным армированием проволокой малого диаметра. Итогом его исследований стала монография «Новый железобетон» (1925), в которой излагаются основы теории, экспериментальные результаты и сделан вывод о перспективности применения дисперсно-армированного бетона.

Данными вопросами интересовались и зарубежные ученые. Так, Гари Портер (1910) установил, что механические характеристики бетона возрастают до 8 раз при введении в его состав проволоки и гвоздей [4]. В 1914 г. был выдан патент У. Фиклину на вид бетона, получаемого путем добавления размельченных кусков железа рваной формы¹.

Alexey S. Markovich, PhD in Civil Engineering, Associate Professor of the Department of Civil Engineering, Academy of Engineering, Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), 6 Miklukho-Maklya St, Moscow, 117198, Russian Federation; ORCID: 0000-0003-3967-2114, Scopus ID: 57209575592, WoS ID: AAK-4701-2021, eLIBRARY SPIN-code: 9203-1434; markovich-as@rudn.ru

Darya A. Miloserdova, Assistant, PhD student of the Department of Civil Engineering, Academy of Engineering, Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), 6 Miklukho-Maklya St, Moscow, 117198, Russian Federation; ORCID: 0000-0003-0835-528X, Scopus ID: 57212346981, WoS ID: AGN-7861-2022, eLIBRARY SPIN-code: 1276-6516; miloserdova-da@rudn.ru

¹ British Patent No. 11754. Improvements in reinforced structures and wearing surfaces of hydraulics, bituminous, or like cement, concrete, asphalt, or the like / Ficklen W. 21 May 1914.

Затем интерес к исследованию бетона, армированного волокнами, угас до середины 1950-х гг. Известны лишь редкие факты применения такого вида бетона. Например, в 1930-х гг. для гидротехнического строительства использовался бетон, усиленный стальным волокном, как материал, стойкий к износу. Последующий период характеризовался интенсивными поисками новых видов волокон. В 1940-х гг. предпринимались попытки увеличить прочность бетона, введением в его состав джутового волокна.

В 1960-х гг. в связи с увеличением использования дисперсно-армированного бетона стали проводиться широкие экспериментальные исследования [5]. Для этой цели применялось стекловолокно из обычного стекла, которое, как показали опыты, разрушается в бетоне из-за недостаточной стойкости к щелочной среде. Позже начались исследования физико-механических свойств фибробетона со стальным волокном в Риге, Ленинграде, Челябинске. Постепенно накапливался опыт применения фибробетона в несущих конструкциях, о чем свидетельствуют работы советских и зарубежных исследователей. В то время ученых интересовали вопросы, связанные с увеличением сопротивления бетона растяжению и повышению вязкости разрушения за счет использования не только стальных, но и стеклянных, углеродистых, пластмассовых и других видов волокон. Вполне успешным оказался опыт применения волокон из полипропилена и капрона. Одновременно с этим было исследовано поведение натуральных волокон (хлопка, шерсти), оказавшихся малопригодными из-за низких значений модуля упругости армирующего материала [6].

Повышение доступности материалов, применяемых для получения армирующих волокон, привело к росту практического интереса к дисперсно-армированному бетону, а строительство ответственных пространственных конструкций и сооружений, в частности тонкостенных оболочек, стимулировало повышение требований к прочностным характеристикам бетона, в особенности к его сопротивлению растяжению.

За последние 10 лет существенно возрос интерес к использованию дисперсно-армированных бетонов как в России, так и в странах Европы, Азии и в США. Это связано с необходимостью получения для современного строительства бетонов с повышенными, по сравнению с обычными тяжелыми бетонами, физико-механическими характеристиками. Имеются многочисленные работы наших современников (Ф.Н. Рабинович, Ю.В. Пухаренко, Д.А. Пантелеев, И.У. Аубакирова, С.В. Ключев, А.В. Ключев, Р.В. Лесовик, Т.А. Низина и др.), посвященные вопросам, проблемам и технологии дисперсного армирования бетонов [7–14].

Виды армирующих волокон

Для получения высокопрочных дисперсно-армированных бетонов должны соблюдаться следующие условия: достаточное количество одинаковых высокопрочных волокон; хорошее сцепление волокон с раствором и бетоном; равномерное распределение волокон по всему объему матрицы; химически инертная матрица по отношению к волокнам; высокий модуль упругости волокна по сравнению с матрицей; стремление к ориентированному распределению волокон в матрице [15–19].

Наиболее эффективным в конструкционном отношении является армирование бетонных конструкций стальным волокном, модуль упругости которого примерно в 6 раз превышает модуль упругости бетона. Стеклянные волокна диаметром 8–10 мкм по прочности соответствуют высокоуглеродистой холодно-тянутой проволоке (1,8–2,5 ГПа), а по плотности в 3,5 раза легче. Модуль упругости стекловолокнистых материалов (70–80 ГПа) ниже, чем стали, но примерно в 3 раза превышает начальный модуль упругости бетона (30 ГПа). Данное обстоятельство обосновывает эффективность применения стеклянных волокон в качестве эффективного армирующего материала. Базальтовые волокна также обладают высокой прочностью на разрыв (1,6–3,6 ГПа), сопоставимой с прочностью высокопрочных стеклянных волокон, а их модуль упругости выше на 15–20 %, чем у волокон стекла.

Синтетические волокна на основе полипропилена характеризуются повышенной деформативностью (удлинение при разрыве 10–25 %). Модуль упругости синтетических волокон $E = 3,5–8,0$ ГПа, что составляет не более 0,25 модуля упругости обычного бетона. В связи с этим волокна из полипропилена не могут использоваться в качестве эффективного дисперсного армирования, но могут применяться при локальных ремонтных и восстановительных работах несущих конструкций.

В [20] предложено разделять волокна, используемые для дисперсного армирования бетонов, на два типа: низко модульные и высоко модульные. Высоко модульные волокна имеют модуль упругости при растяжении выше, чем армирующая ими матрица, а низко модульные – ниже. При армировании низко модульными волокнами в основном происходит повышение ударной вязкости бетона. Для второго типа волокон характерно увеличение прочности бетона на растяжение, повышение модуля упругости армированного бетона и его сопротивления динамическим воздействиям.

Исследования [20] показали, что для увеличения физико-механических характеристик бетонов могут быть использованы также и углеродистые волокна. Такие волокна имеют повышенную стойкость к коррозии и увеличивают прочность цементного камня на растяжение и его модуль упругости.

Основные физико-механические характеристики используемых для дисперсного армирования бетона волокон приведены в табл. 1 [7; 20–26].

Таблица 1

Физико-механические характеристики волокон для дисперсного армирования бетона

Тип волокна	Плотность, кг/м ³	Прочность на растяжение, ГПа	Модуль упругости, ГПа	Удлинение при разрыве, %
<i>Низкомодульное волокно</i>				
1. Полипропиленовое	900	0,4–0,77	3,5–8	10–25
2. Полиэтиленовое	950	0,7	1,4–4,2	10
3. Нейлоновое	1100	0,77–0,84	4,2	16–20
4. Акриловое	1100	0,21–0,42	2,1	25–45
5. Полиэфирное	1400	0,73–0,78	8,4	11–13
6. Хлопковое	1500	0,42–0,7	4,9	3–10
<i>Высокомодульное волокно</i>				
7. Углеродное	2000	2,0	245	1
8. Асбестовое	2600	0,91–3,1	68–70	0,6
9. Стеклоанное	2600	1,05–3,85	70–80	1,5–3,5
10. Базальтовое	2600	1,6–3,6	80–110	1,4–3,6
11. Стальное	7800	0,80–3,15	200	3–4

Table 1

Physical and mechanical characteristics of fibers for dispersed concrete reinforcement

Type of fibers	Density, kg/m ³	Tensile strength, GPa	Modulus of lasticity, GPa	Elongation at fracture, %
<i>Low-modulus fiber</i>				
1. Polypropylene	900	0,4–0,77	3,5–8	10–25
2. Polyethylene	950	0,7	1,4–4,2	10
3. Nylon	1100	0,77–0,84	4,2	16–20
4. Acrylic	1100	0,21–0,42	2,1	25–45
5. Polyester	1400	0,73–0,78	8,4	11–13
6. Cotton	1500	0,42–0,7	4,9	3–10
<i>High-modulus fiber</i>				
7. Carbon	2000	2,0	245	1
8. Asbestos	2600	0,91–3,1	68–70	0,6
9. Glass	2600	1,05–3,85	70–80	1,5–3,5
10. Basalt	2600	1,6–3,6	80–110	1,4–3,6
11. Steel	7800	0,80–3,15	200	3–4

Однако не все из перечисленных волокон отвечают требованиям, которые предъявляются к материалу для дисперсного армирования. Для выбора армирующих волокон следует учитывать, прежде всего, такие критерии, как прочность, деформативность, химическая стойкость, адгезия к бетону, коэффициент линейного расширения и т. д.

Наибольший практический интерес для эффективного использования в строительстве представляет рассмотрение свойств образцов, полученных на основе стального, стеклянного и базальтового волокон, а также некоторых видов волокон органического происхождения.

Армирование бетонных конструкций волокнами может сочетаться с армированием обычными стальными или композитными стержнями, устанавливаемыми в наиболее напряженных частях конструкции. Волокна в бетоне могут быть распределены хаотично или ориентированы в соответствии с направлением действующих усилий. Совместная работа волокон с бетоном обеспечивается за счет сцепления по их поверхности.

При фибровом армировании существенную роль играет характер расположения волокон в объеме бетонной матрицы. Обычно их размещение по сечению носит хаотичный характер. Однако в ряде случаев формирование элемента оказывает влияние на расположение волокон. Так, при горизонтальном формировании элементов значительная часть волокон располагается непосредственно вдоль траектории напряжения, тогда как у вертикальных отформованных элементов волокна располагаются под прямым углом к направлениям напряжений и весьма мало способствуют повышению прочности конструкции при растяжении и изгибе.

Прочность сцепления между волокнами и бетонной матрицей имеет первостепенное значение для механических характеристик дисперсно-армированного бетона. При формировании необходимо тщательно осуществить уплотнение бетонной смеси с целью обеспечения надежного контакта между цементным тестом и поверхностью волокон. Особенно это важно для минеральных волокон, которые представляют собой пучки с множеством фибронитей. В этом случае целесообразно применять смеси с высокой подвижностью (осадка конуса не менее 10–15 см), чтобы цементное тесто со всех сторон обхватывало отдельные волокна.

Металлические волокна имеют с бетонной матрицей физико-механическую связь, только если на их поверхности есть неровности. Для повышения прочности сцепления с бетоном стальной проволоке придают определенный профиль, искривляют продольную ось или устраивают анкерные отгибы по концам. В некоторых случаях применяют химический способ обработки поверхности проволоки, придавая ей шероховатость. Величина сцепления с бетоном обработанной проволоки до 5 раз выше, чем необработанной [7]. Химического взаимодействия между материалами стальных волокон и бетонной матрицы не наблюдается, это характерно также для многих полимерных волокон, таких как полипропилен, нейлон и др.

Связь стеклянных волокон с бетонной матрицей отличается от аналогичной связи стальных волокон. Имеет место химическое взаимодействие первых с бетонной матрицей, также им присуще изменения на молекулярном уровне в процессе выдерживания бетона до достижения требуемой прочности. В бетоне стеклянные волокна обычно располагаются линзами или лентами разных размеров. Такая лента отличается неравномерной плотностью. В результате в ней кое-где остаются свободные, не заполненные цементным тестом пространства. Однако при дальнейшем твердении эти пространства заполняются кристаллическими новообразованиями (гидроокись кальция). На ранних стадиях твердения зона действительного контакта волокон с матрицей меньше геометрической площади поверхности волокон из-за дискретного характера образования структур гидросиликата кальция. Постепенно по мере гидратации цемента этот контакт возрастает. В качестве стеклянных армирующих волокон должно применяться щелочестойкое волокно, так как степень коррозии поверхности волокна в значительной степени влияет на потерю его прочности.

Базальтовое волокно, как и минеральное, также вступает в реакцию с продуктами гидратации цементной матрицы, но реакция протекает весьма ограничено. Интенсивность взаимодействия базальтового волокна с цементной матрицей имеет затухающий характер. Характер взаимодействия волокон с щелочным раствором обусловлен адсорбцией труднорастворимых гидросиликатов и гидроалюминатов кальция на поверхности волокон. Эти процессы приводят к увеличению размеров имеющихся поверхностных дефектов и появлению новых. Такие дефекты существенно снижают прочность волокон. В результате с течением времени происходит постепенное уменьшение диаметра волокна, что в конечном счете приводит к значительному снижению эффекта армирования бетонных матриц этими волокнами [27].

Существует несколько методов борьбы с разрушением волокон: использование полимербетона, малощелочных вяжущих, минеральных добавок, позволяющих уменьшить агрессивное воздействие среды, изменение структуры самих волокон (подшихтовка, термическая обработка, ионообменная обработка, обработка поверхности водными растворами солей и т. д.). Наиболее распространенным методом является введение кремнеземсодержащих материалов ввиду их повышенной активности к щелочной среде гидратирующего цемента [27; 28].

Для производства бетонов, армированных волокнами, важно обеспечить их равномерное распределение в объеме раствора. Равномерное распределение по всему объему матрицы в основном зависит от отношения длины волокон к диаметру, объемного коэффициента армирования (μ), размера частиц заполнителя, количества заполнителя, технологии добавления волокон в смесь, способов перемешивания (рисунок). Параметры дисперсного армирования должны препятствовать росту наиболее опасных трещин, которые возникают на уровне микроструктуры бетонной матрицы.

Сложность приготовления дисперсно-армированной смеси заключается в том, что волокна при смешивании сбиваются в комки, называемые «ежами» (рисунок). Такие «ежи» создают существенную неоднородность

родность смеси, затрудняют дальнейшие технологические операции и вследствие неравномерного распределения дисперсной арматуры в бетоне изменяют его физико-механические характеристики. Это наблюдается при использовании практически всех видов волокон, независимо от вида применяемого вяжущего. Может возникнуть ситуация, при которой содержание волокон и степень их распределения в бетонной матрице будут крайне неоднородными, что, скорее всего, в итоге приведет к стохастическому характеру прочностных критериев конструкции. В [29] указывается, что на распределение фибровой арматуры в бетоне влияют следующие факторы: последовательность операций при перемешивании; состав бетона; процентное содержание и жесткость армирующих волокон. Комья могут представлять собой не только переплетенные между собой волокна, но и включать в себя другие компоненты бетона (песок, цемент, крупный заполнитель). Для снижения комкования следует уменьшать время перемешивания смеси при наличии в ней армирующих волокон; равномерно вводить волокна в предварительно приготовленную смесь, не допуская их скапливания, постоянно удаляя их от места ввода. По сравнению с металлическими волокнами минеральные и синтетические волокна при перемешивании имеют несколько меньшую тенденцию к комкованию, поэтому перед введением их в бетонную смесь не требуется предварительное просеивание через сито.

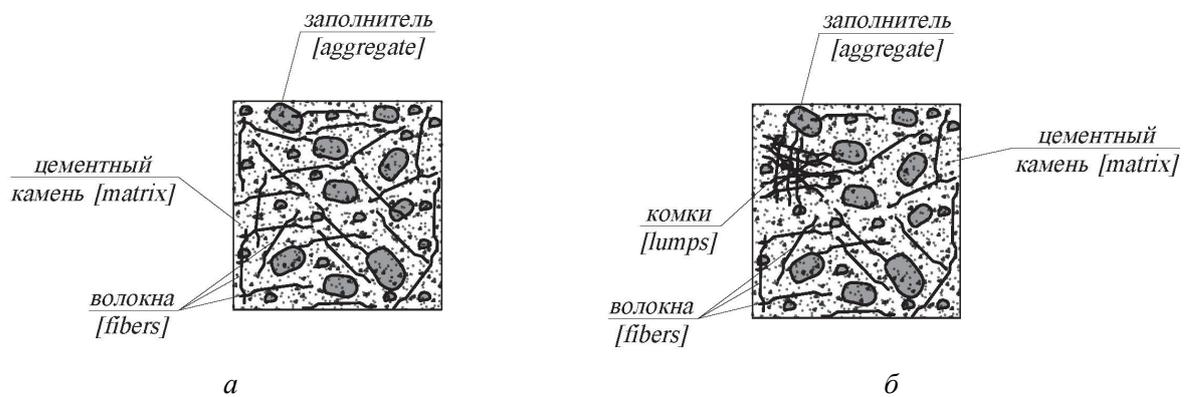


Схема дисперсно-армированного бетона:
 а – равномерное распределение волокон по объему матрицы;
 б – неравномерное распределение волокон по объему матрицы (образование комков)
 Structure of fiber-reinforced concrete:
 а – uniform distribution of fibers throughout the volume of the matrix;
 б – uneven distribution of fibers throughout the volume of the matrix (formation of lumps)

Влияние вида волокон на физико-механические характеристики армированных бетонов

Дисперсное армирование бетона при рабочем уровне объемного содержания волокон приводит к более равномерному перераспределению возникающих в бетоне усилий, блокирует развитие трещин, препятствует возникновению магистральных трещин. На основе испытаний плит при воздействии на них ударной нагрузки [30] установлено, что в дисперсно-армированных плитах максимальная ширина раскрытия трещин меньше, чем в аналогичной плитах из тяжелого бетона.

В дисперсно-армированной плите образуются короткие неорганизованные трещины, которые образуют очертание двойного кольца с лучами, но полностью не смыкаются. Ширина раскрытия трещин в такой плите после воздействия ударной нагрузкой достигла 0,15 мм. При аналогичном испытании железобетонной плиты образуется кольцевая трещина с лучами новых трещин. Ширина раскрытия трещины в железобетонной плите достигла 0,5 мм [30]. Характер разрушения плит приведен в табл. 2.

Чтобы оценить влияние стального и базальтового волокон как наиболее эффективных для дисперсного армирования произведен анализ существующих исследований [20; 31–45]. Рабочий диапазон объемного содержания стального волокна в дисперсно-армированном бетоне рекомендуется принимать в пределах от 1,0 до 1,5 %. Более высокий процент армирования не всегда является обоснованным, так как при этом повышается трудоемкость изготовления конструкции. Объемное содержание базальтовых волокон при хаотичном армировании бетона рекомендуется принимать в пределах от 3,0 до 5,0 %.

На основании экспериментальных исследований [31–45] составлены таблицы, в которых отражаются сведения об изменении прочности дисперсно-армированных бетонов по сравнению с обычными тяжелыми бетонами (табл. 3, 4).

Таблица 2

Схема появления трещин при воздействии ударной нагрузки

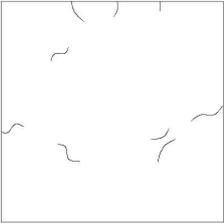
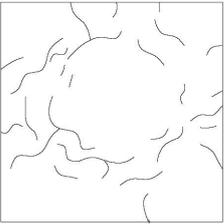
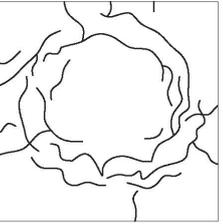
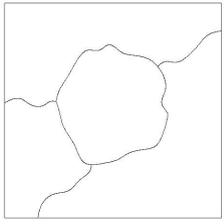
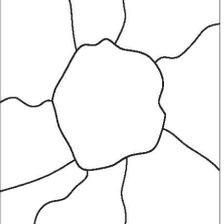
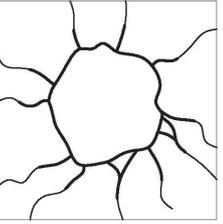
Вид элемента	Схема появления трещин			Характер разрушения
	На начальном этапе	В процессе	На последнем этапе	
Дисперсно-армированная плита				Короткие неорганизованные трещины, которые обрели очертание двойного кольца с лучами, но полностью не сомкнулись. Ширина раскрытия трещины достигла 0,15 мм
Железобетонная плита				Кольцевая трещина с лучами новых трещин. Ширина раскрытия трещины достигла 0,5 мм

Table 2

The scheme of the appearance of cracks under impact load

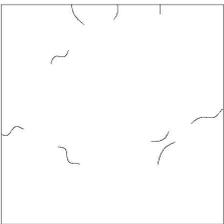
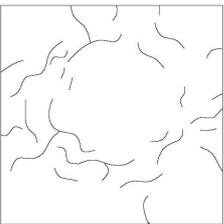
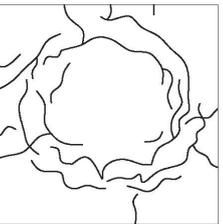
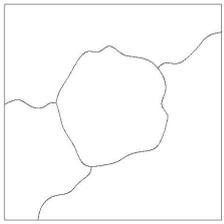
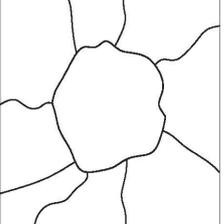
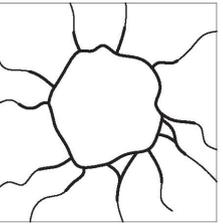
The type of element	The scheme of the appearance of cracks			The nature of the destruction
	At the initial stage	In progress	At the last stage	
Fiber-reinforced concrete slab				Short disorderly cracks, which take on the shape of a double ring with rays, but do not completely close. The crack opening width in such a slab after impact loading reached 0.15 mm
Reinforced-concrete slab				A circular crack is formed with rays of new cracks. The crack opening width in such slab reached 0.5 mm

Таблица 3

Влияние стального волокна на механические свойства тяжелых бетонов

Изменение прочности дисперсно-армированного бетона относительно обычного бетона при испытаниях на:			
изгиб (первая трещина), %	растяжение при изгибе, %	сжатие, %	срез, %
+50–60	+50–100	+10–50	+75

Table 3

Influence of steel fiber on the mechanical properties of heavy concrete

Change of the strength of fiber-reinforced concrete relative to ordinary concrete when tested for:			
bending (first crack), %	tension in bending, %	compression, %	shear fracture, %
+50–60	+50–100	+10–50	+75

Таблица 4

Влияние базальтового волокна на механические свойства тяжелых бетонов

Изменение прочности дисперсно-армированного бетона относительно обычного бетона при испытании на:			
растяжение (осевое), %	прочность при изгибе (растяжение при изгибе), %	сжатие, %	срез, %
+55	+30–85	+7,5–40	+25–40

Table 4

Influence of basalt fiber on the mechanical properties of heavy concrete

Change of the strength of fiber-reinforced concrete relative to ordinary concrete when tested for:			
tension (axial), %	flexural strength, %	compression, %	shear fracture, %
+55	+30–85	+7.5–40	+25–40

Установлено, что увеличение процентного содержания стального волокна более чем на 2,5 % существенно не повышает прочность бетона на сжатие, а в отдельных случаях, напротив, снижает ее [31–45]. Увеличение процента дисперсного армирования бетона базальтовым волокном свыше 6,0 % приводит к комкованию смеси, что влечет снижение прочности в среднем на 15–20 %.

Заключение

Добавление дисперсных волокон в состав бетонной смеси позволяет значительно повысить прочностные и деформационные свойства бетона. Большое значение имеют материал, структура и геометрия дисперсных волокон, объемное их содержание в бетонной смеси.

Установлено, что для эффективного дисперсного армирования бетонных и железобетонных конструкций наибольший интерес представляют фибры, полученные на основе стального и базальтового волокон.

Перспективной областью исследования дисперсно-армированных бетонов является изучение различных комбинаций из волокон разных видов, наполнителя, разнообразных добавок для достижения наилучших прочностных показателей, трещиностойкости, усадки и т. д.

Список литературы

1. Некрасов В.П. Новейшие приемы и задачи железобетонной техники. СПб.: Электронпечатня К. Четверикова, 1909. 86 с.
2. Некрасов В.П. Новейшие приемы и задачи железобетонной техники: система свободных связей // Цемент, его производные и применение: XII Съезд русских цементных техников. СПб., 1909. С. 294–348.
3. Некрасов В.П. Метод косвенного вооружения бетона. М., Транспечать, 1925.
4. Porter H.F. Preparation of concrete from selection of materials to final disposition // Proceedings of the National Association of Cement Users. 1910. Vol. 6. P. 191.
5. Бирюкович К.Л., Бирюкович Ю.Л., Бирюкович Ю.Д. Цементный раствор, армированный волокном. Киев: Будивельник, 1964.
6. De Vekey R.C., Majumdar A.J. Determining bond strength in fibre reinforced composites concrete // Research. 1968. Vol. 20. No 65. P. 322.
7. Рабинович Ф.Н. Композиты на основе дисперсно армированных бетонов. Вопросы теории и проектирования, технология, конструкции. М.: Издательство АСВ, 2011.
8. Пухаренко Ю.В. Научные и практические основы формирования структуры и свойств фибробетонов: автореф. дис. ... д-ра техн. наук. СПб., 2004.
9. Пантелеев Д.А. Полиармированные фибробетоны с использованием аморфнометаллической фибры: автореф. дис. ... канд. техн. наук. СПб., 2016.
10. Пухаренко Ю.В., Аубакирова И.У., Никитин В.А., Староверов В.Д. Структура и свойства наномодифицированных цементных систем // Наука и инновации в строительстве – SIB2008: современные проблемы строительного материаловедения и технологии: в 5 т. Т. 1. Кн. 2. Воронеж, 2008. С. 424–429.
11. Пухаренко Ю.В., Аубакирова И.У., Скобликов В.А., Летенко Д.Г., Никитин В.А., Чарыков Н.А. Применение наносистем при получении сталефибробетона // Вестник гражданских инженеров, 2011. № 3 (28). С. 77–81.

12. Клюев С.В., Лесовик Р.В. Дисперсно-армированный мелкозернистый бетон с использованием полипропиленового волокна // Бетон и железобетон. 2011. № 3. С. 7–9.
13. Клюев А.В. Сталефибробетон для сборно-монолитного строительства // Вестник БГТУ имени В.Г. Шухова. 2011. № 2. С. 60–63.
14. Низина Т.А., Балыков А.С. Экспериментально-статистические модели свойств модифицированных дисперсно-армированных мелкозернистых бетонов // Инженерно-строительный журнал. 2016. № 2 (62). С. 13–26.
15. Волков И.В., Газин Э.М. Фибровая арматура для бетонов // Труды 1-й Всероссийской конференции по проблемам бетона и железобетона. М.: Ассоциация «Железобетон», 2001. С. 1171–1179.
16. Курбатов Л.Г., Рабинович Ф.Н. Об эффективности бетонов, армированных стальными фибрами // Бетон и железобетон. 1980. № 3. С. 6–7.
17. Махова М.Ф. Базальтоволокнистые материалы // Обзор ВНИИЭСМ. М., 1989.
18. Фибробетон и его применение в строительстве / под ред. Б.А. Крылова, К.М. Королева. М.: НИИЖБ, 1979.
19. Fibre reinforced cement and concrete: proceedings of the RILEM International Symposium / ed. by R.N. Swamy. London, 1975.
20. Рабинович Ф.Н. Бетоны, дисперсно армированные волокнами // Обзор ВНИИЭСМ. М., 1976.
21. Бучкин А.В. Мелкозернистый бетон высокой коррозионной стойкости, армированный тонким базальтовым волокном: автореф. дис. ... канд. техн. наук. М., 2011.
22. Войлоков И.А., Канаев С.Ф. Базальтофибробетон. Исторический экскурс // Инженерно-строительный журнал. 2009. № 4. С. 26–31.
23. Войлоков И.А. Фибробетон история вопроса, нормативная база, проблемы и решения // Alitinform: цемент, бетон, сухие смеси. 2009. № 2. С. 44–53.
24. Маилян Р.Л. Рекомендации по проектированию железобетонных конструкций из керамзитобетона с фибровым армированием базальтовым волокном. Ростов н/Д: СевкавНИПИАгропром, Рост. гос. строит. ун-т, 1996.
25. Рабинович Ф.Н. Прогнозирование изменений во времени прочности стеклофиброцементных композитов // Стекло и керамика. 2003. № 2. С. 32–38.
26. Рабинович Ф.Н., Зуева В.Н., Макеева Л.В. Устойчивость базальтовых волокон в среде гидратирующихся цементов // Стекло и керамика. 2001. № 12. С. 29–32.
27. Сарайкина К.А., Голубев Е.Н., Семкова Е.Н. Щелочестойкость базальтового волокна и способы ее повышения // Вестник ПНИПУ. 2012. № 1. С. 185–192.
28. Урханова Л.А., Лхасаранов С.А., Розина В.Е., Буянтуев С.Л., Бардаханов С.П. Повышение коррозионной стойкости базальтофиброцементных композиций с нанокремнеземом // Нанотехнологии в строительстве. 2014. Т. 6. № 4. С. 15–29.
29. Sather W.R. Fibrous concrete field batching sequences // ACI Journal. 1974. No 10. Pp. 504–505.
30. Рабинович Ф.Н. Особенности разрушения плит из фибробетона при ударных нагрузках // Бетон и железобетон. 1980. № 6. С. 9–10.
31. Талантова К.В., Михеев Н.М. Исследование влияния свойств стальных фибр на эксплуатационные характеристики сталефибробетонных конструкций // Ползуновский вестник. 2011. № 1. С. 194–198.
32. Аболиньш Д.С., Кравинскис В.К. Дисперсно хаотически армированный бетон как двухфазный материал и некоторые экспериментальные данные о его прочности при центральном сжатии и изгибе // Исследования по механике строительных материалов и конструкций. 1969. № 4. С. 117–123.
33. Косарев В.М. Экспериментально теоретические исследования прочности и деформативности изгибаемых и центрально сжатых элементов сталефибробетонных конструкций при кратковременном воздействии нагрузки: автореф. дис. ... канд. техн. наук. Л., 1980.
34. Александров В.Н., Тетерин Ю.И., Гуков С.Е. Стальная фибра типа «Волан» для сталефибробетонных конструкций подземных сооружений // Подземное пространство мира. 1995. № 1. С. 42–44.
35. Дорф В.А., Красновский Р.О., Капустин Д.Е., Горбунов И.А. Влияние характеристик фибры на кубиковую и призмную прочность сталефибробетона с цементно-песчаной матрицей // Бетон и железобетон. 2013. № 6. С. 6–9.
36. Соловьев Б.В., Зива А.Г., Анисимов В.Е. Плиты дорожных и аэродромных покрытий с фибровым армированием // Применение фибробетона в строительстве / под ред. Л.Г. Курбатова. Л.: ЛДНТП, 1985. С. 73–78.
37. Косарев В.М. О структурном упрочнении бетона с помощью дисперсного фибрового армирования // Исследование и расчет экспериментальных конструкций из фибробетона: сборник научных трудов. Л.: Отд. обобщения отеч. и зарубеж. опыта и НТИ ЛенЗНИИЭПа, 1978. С. 70–75.
38. Розина В.Е. Мелкозернистый базальтофибробетон с нанокремнеземом: автореф. дис. ... канд. техн. наук. Улан-Удэ, 2015.
39. Abdulhadi M. A comparative study of basalt and polypropylene fibers reinforced concrete on compressive and tensile behavior // International Journal of Engineering Trends and Technology. 2014. Vol. 9. Pp. 295–300.
40. Боровских И.В. Высокпрочный тонкозернистый базальтофибробетон: автореф. дис. ... канд. техн. наук. Казань, 2009.

41. Jin S., Zhang X., Zhang J., Shen X. Experimental study on anti-splitting tensile properties of the chopped basalt fiber reinforced concrete // International Forum on Energy, Environment and Sustainable Development (IFEESD 2016), Shenzhen, 16–17 April 2016. Shenzhen, 2016. Pp. 282–289.
42. Kizilkanat A.B. Mechanical properties and fracture behavior of basalt and glass fiber reinforced concrete: an experimental study // Construction and Building Materials. 2015. Vol. 100. Pp. 218–224.
43. Перфилов В.А., Зубова М.О. Влияние базальтовых волокон на прочность мелкозернистых бетонов // Интернет-вестник ВолгГАСУ. Серия: Политематическая. 2015. Вып. 1 (37). С. 1–4.
44. Зубова М.О. Мелкозернистые бетоны с применением базальтовой фибры и комплексных модифицирующих добавок: автореф. дис. ... канд. техн. наук. Волгоград, 2014.
45. Журавская И.В. Прочность и деформативность базальтофибробетонных и комбинированно армированных элементов при действии малоциклового нагружения: дис. ... канд. техн. наук. Киев, 1991.

References

1. Nekrasov V.P. *The latest techniques and tasks of reinforced concrete technology*. St. Petersburg: Elektropechatnya K. Chetverikova; 1909. (In Russ.)
2. Nekrasov V.P. The latest methods and tasks of reinforced concrete technology: a system of free bonds. *Cement, Its Derivatives and Application: XII Congress of Russian Cement Technicians*. Saint Petersburg, 1909. p. 294–348. (In Russ.)
3. Nekrasov V.P. *Concrete indirect arming method*. Moscow: Transpechat' Publ.; 1925. (In Russ.)
4. Porter H.F. Preparation of concrete from selection of materials to final disposition. *Proceedings of the National Association of Cement Users*. 1910;(6):191.
5. Biryukovich K.L., Biryukovich Yu.L., Biryukovich Yu.D. *Cement mortar reinforced with fiber*. Kiev: Budivel'nik Publ.; 1964. (In Russ.)
6. De Vekey R.C., Majumdar A.J. Determining bond strength in fibre reinforced composites concrete. *Research*. 1968;20(65):322.
7. Rabinovich F.N. *Composites based on dispersed reinforced concrete. Questions of theory and design, technology, constructions*. Moscow: ASV Publishing; 2011. (In Russ.)
8. Pukharensko Yu.V. *Scientific and practical foundations for the formation of the structure and properties of fiber-reinforced concrete* (dissertation abstract). Saint Petersburg; 2004. (In Russ.)
9. Panteleev D.A. *Polyreinforced fiber concretes using amorphous metal fibers* (dissertation abstract). Saint Petersburg; 2016. (In Russ.)
10. Pukharensko Yu.V., Aubakirova I.U., Nikitin V.A., Staroverov V.D. Structure and properties of nanomodified cement systems. *Science and Innovation in Construction – SIB2008: Modern Problems of Construction Materials Science and Technology* (vol. 1, book 2). Voronezh; 2008. p. 424–429. (In Russ.)
11. Pukharensko Yu.V., Aubakirova I.U., Skoblikov V.A., Letenko D.G., Nikitin V.A., Charykov N.A. Application of nanosystems in the steel fibrous concrete production. *Bulletin of Civil Engineers*. 2011;(3(28)):77–81. (In Russ.)
12. Kluev S.V., Lesovik R.V. Dispersion-reinforced fine-grained concrete using polypropylene fiber. *Beton i Zhelezobeton*. 2011;(3):7–9. (In Russ.)
13. Kluev A.V. Steel fiber reinforced concrete for prefabricated monolithic construction. *Vestnik BGTU imeni V.G. Shuhova*. 2011;(2):60–63. (In Russ.)
14. Nizina T.A., Balukov A.S. Experimental-statistical models of properties of modified fiber-reinforced fine-grained concretes. *Magazine of Civil Engineering*. 2016;(2(62)):13–26.
15. Volkov I.V., Gazin E.M. Fiber reinforcement for concrete. *Proceedings of the 1st All-Russian Conference on Concrete and Reinforced Concrete*. Moscow: Association “Zhelezobeton;” 2011. p. 1171–1179. (In Russ.)
16. Kurbatov L.G., Rabinovich F.N. About the efficiency of concrete reinforced with steel fibers. *Beton i Zhelezobeton*. 1980;(3):6–7. (In Russ.)
17. Makhova M.F. Basalt fiber materials. *Obzor VNIIESM*. Moscow; 1989. (In Russ.)
18. Krylov B.A., Korolev K.M. (eds.) *Fiber concrete and its application in construction*. Moscow: NIIZhB Publ.; 1979. (In Russ.)
19. Swamy R.N. (ed.) *Fibre Reinforced Cement and Concrete: Proceedings of the RILEM International Symposium*. London; 1975.
20. Rabinovich F.N. Concrete dispersed fiber reinforced. *Obzor VNIIESM*. Moscow; 1976. (In Russ.)
21. Buchkin A.V. *Fine-grained concrete of high corrosion resistance, reinforced with fine basalt fiber* (dissertation abstract). Moscow; 2011. (In Russ.)
22. Vojlokov I.A., Kanaev S.F. Basalt fiber reinforced concrete. Historical digression. *Inzhenerno-Stroitel'nyy Zhurnal*. 2009;(4):26–31. (In Russ.)
23. Vojlokov I.A. Fibre-reinforced concrete – background. Normative base, problems and solutions. *Alitinform: Cement, Concrete, Dry Mixes*. 2009;(2):44–53. (In Russ.)

24. Mailyan R.L. *Recommendations for the design of reinforced concrete structures made of expanded clay concrete with fiber reinforcement with basalt fiber*. Rostov-on-Don: SevkavNIPIagroprom Publ.; 1996. (In Russ.)
25. Rabinovich F.N. Prediction of time changes in the strength of glass fiber cement composites. *Steklo i Keramika*. 2003;(2):32–38. (In Russ.)
26. Rabinovich F.N., Zueva V.N., Makeeva L.V. Stability of basalt fibers in the environment of hydrated cements. *Steklo i Keramika*. 2001;(12):29–32. (In Russ.)
27. Saraikina K.A., Golubev V.A., Semkova E.N. Basalt fiber alkali-resistance and methods of its increase. *Vestnik PNIPU*. 2012;(1):185–192. (In Russ.)
28. Urkhanova L.A., Lkhasaranov S.A., Rozina V.Y., Buyantuev S.L., Bardakhanov S.P. Increased corrosion resistance of basalt reinforced cement compositions with nanosilica. *Nanotekhnologii v Stroitel'stve*. 2014;6(4):15–29. (In Russ.)
29. Willam R.S. Fibrous concrete field batching sequences. *ACI Journal*. 1974;(10):504–505.
30. Rabinovich F.N. Features of the destruction of fiber-reinforced concrete slabs under impact loads. *Beton i Zhelezobeton*. 1980;(6):9–10. (In Russ.)
31. Talantova K.V., Miheev N.M. Investigation of the influence of the properties of steel fibers on the performance characteristics of steel-fiber-reinforced concrete structures. *Polzunovskij Vestnik*. 2011;(1):194–198. (In Russ.)
32. Abolinsh D.S., Kravinskis V.K. Dispersed randomly reinforced concrete as a two-phase material and some experimental data on its strength under central compression and bending. *Issledovaniya po Mekhanike Stroitel'nyh Materialov i Konstrukcij*. 1969;(4):117–123. (In Russ.)
33. Kosarev V.M. *Experimental theoretical studies of the strength and deformability of bending and centrally compressed elements of steel-fiber-concrete structures under short-term load* (dissertation abstract). Leningrad; 1980. (In Russ.)
34. Alexandrov V.N., Teterin Yu.I., Gukov S.E. Steel fiber type “Volan” for steel-fiber-reinforced concrete structures of underground structures. *Podzemnoe Prostranstvo Mira*. 1995;(1):42–44. (In Russ.)
35. Dorf V.A., Krasnovskii R.O., Kapustin D.E., Gorbunov I.A. Influence of fiber characteristics on cubic and prism strength of steel fiber reinforced concrete with cement-sand matrix. *Beton i Zhelezobeton*. 2013;(6):6–9. (In Russ.)
36. Solovyov B.V., Ziva A.G., Anisimov V.E. *Fiber-reinforced road and airfield pavement slabs*. In: Kurbatov L.G. (ed.) *The Use of Fiber-Reinforced Concrete in Construction*. Leningrad: LDNTP Publ.; 1985. p. 73–78. (In Russ.)
37. Kosarev V.M. *On the structural strengthening of concrete using dispersed fiber reinforcement*. In: *Research and Calculation of Experimental Structures from Fiber-Reinforced Concrete: Collection of Scientific Papers*. Leningrad: Otd. obobshcheniya otech. i zarubezh. opyta i NTI LenZNIIEPa Publ.; 1978. p. 70–75. (In Russ.)
38. Rozina V.E. *Fine-grained basalt fiber-reinforced concrete with nanosilica* (dissertation abstract). Ulan-Ude; 2015. (In Russ.)
39. Abdulhadi M.A. Comparative study of basalt and polypropylene fibers reinforced concrete on compressive and tensile behavior. *International Journal of Engineering Trends and Technology*. 2014;(9):295–300.
40. Borovskikh I.V. *High-strength fine-grained basalt fiber-reinforced concrete* (dissertation abstract). Kazan; 2009. (In Russ.)
41. Jin S., Zhang X., Zhang J., Shen X. Experimental study on anti-splitting tensile properties of the chopped basalt fiber reinforced concrete. *International Forum on Energy, Environment and Sustainable Development (IFEESD 2016), Shenzhen, 16–17 April 2016*. Shenzhen; 2016. p. 282–289.
42. Kizilkanat A.B. Mechanical properties and fracture behavior of basalt and glass fiber reinforced concrete: an experimental study. *Construction and Building Materials*. 2015;100:218–224.
43. Perfilov V.A., Zubova M.O. The influence of basalt fibers on strength of fine-grained fibrous concrete. *Internet-Vestnik VolgGASU*. 2015;(1(37)):1–4. (In Russ.)
44. Zubova M.O. *Fine-grained concretes with the use of basalt fiber and complex modifying additives* (dissertation abstract). Volgograd; 2014. (In Russ.)
45. Zhuravskaya I.V. *Strength and deformability of basalt fiber-reinforced concrete and combined reinforced elements under low-cycle load* (dissertation abstract). Kiev; 1991. (In Russ.)