

Железобетонные конструкции

2025 Том 11 № 3

Научно-технический журнал

Издается с 2023 г.

Свидетельство о регистрации СМИ ПИ № ФС 77 – 83679 от 26 июля 2022 г.

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

Учредитель: Федеральное государственное бюджетное учреждение высшего образования
«Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»

Периодичность: 4 выпуска в год.

Языки: русский, английский.

Научно-технический журнал «Железобетонные конструкции» знакомит читателей с актуальными проблемами и исследованиями в области создания и совершенствования рациональных типов железобетонных конструкций, методов их расчета, а также эксплуатации и конструкционной безопасности.

Девиз научно-технического журнала «Железобетонные конструкции»: «Живучесть без компромиссов!»

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ

ГЛАВНЫЙ РЕДАКТОР

Тамразян А.Г., член-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

ЧЛЕНЫ РЕДАКЦИОННОЙ КОЛЛЕГИИ:

Акимов П.А., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ректор НИУ МГСУ, Москва, Россия

Тер-Мартиросян А.З., д-р техн. наук, профессор, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Дадаян Т.Л., д-р техн. наук, профессор, НУАСА, Ереван, Армения

Дуйнхэржав Я., д-р техн. наук, проф., Университет науки и технологий, Улан-Батор, Монголия

Ерофеев В.Т., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

Кабанцев О.В., д-р техн. наук, профессор, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Каприелов С.С., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИИЖБ А.А. Гвоздева, Москва, Россия

Келасев Н.Г., канд. техн. наук, АО «ЦНИИПромзданий», Москва, Россия

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

Крылов С.Б., академик РААСН, д-р техн. наук, проф., НИИЖБ А.А. Гвоздева, Москва, Россия

Люблинский В.А., канд. техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

Махляш Л.Р., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ДГТУ, Ростов-на-Дону, Россия

Меркулов С.И., член-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., КГУ, Курск, Россия

Морозов В.И., член-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., СПбГАСУ, Санкт-Петербург, Россия

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

Смоляго Г.А., д-р техн. наук, проф., БГТУ им. В.Г. Шухова

Трауш В.И., академик РААСН, д-р техн. наук, профессор, ЗАО «Горпроект», Москва, Россия

Федоров В.С., акад. РААСН, д-р техн. наук, профессор, РУТ (МИИТ), Москва, Россия

ОТВЕТСТВЕННЫЙ СЕКРЕТАРЬ

Савин С.Ю., канд. техн. наук, доцент, НИУ МГСУ, Москва, Россия

СОДЕРЖАНИЕ

ТЕОРИЯ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

<i>Тамразян А.Г.</i> Анализ поведения спирально армированных железобетонных колонн из высокопрочного бетона при центральном сжатии	3
<i>Тамразян А.Г., Садоян Г.А.</i> Несущая способность изгибаемых железобетонных балок при коррозионных повреждениях сжатой зоны	21

<i>Римшин В.И., Сулейманова Л.А., Амелин П.А.</i> Несущая способность полимеркомпозитно усиленных изгибаемых железобетонных элементов в условиях воздействия коррозионной среды	28
---	----

КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

<i>Нещадимов В.А.</i> Топологическая теория балки (ТТБ)	41
---	----

ПРОЕКТИРОВАНИЕ

<i>Трекин Н.Н., Михайлова С.С.</i> Результаты расчета высотного здания на сейсмическое воздействие по различным нормативным документам	58
--	----

Редактор Савин С.Ю.

Дизайн обложки: Тамразян Г.А.

Компьютерная верстка: Домарова Е.В.

Адрес редакции:

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет
Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26; тел. +7 (495) 287-49-14, доб. 3036; e-mail: em@gbk-journal.ru

Подписано в печать 29.09.2025. Выход в свет 30.09.2025. Формат 70×108/16
Бумага офсетная. Печать офсетная. Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 6,21. Тираж 120 экз. Заказ № 375. Цена свободная.

Федеральное государственное бюджетное учреждение высшего образования
«Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»

Отпечатано в типографии Издательства МИСИ-МГСУ

Российская федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д.26 корп. 8. Тел.: (499) 183-91-44, 183-67-92, 183-91-90.

Reinforced Concrete Structures*Zhelezobetonnyye konstruktсии***2025 Vol. 11 Issue 3**Scientific and Technical Journal
Published since 2023

Moscow State University of Civil Engineering

Media Registration Certificate of the Printed Edition No. FS 77 – 83679 dated 26 July 2022

Issued by the Federal Service for Supervision of Compliance with Legislation in the Field of Mass Communications and Heritage Protection

Published 4 issues per year.

Languages: Russian, English.

Scientific and technical journal “*Reinforced Concrete Structures*” introduces readers to current issues and research in the development and improvement of rational types of reinforced concrete structures, methods of their calculation, as well as operation and structural safety.**The motto of the scientific and technical journal “*Reinforced Concrete Structures*” (*Zhelezobetonnyye konstruktсии*):****“Vulnerability without compromise!”****EDITORIAL BOARD****EDITOR-IN-CHIEF***Ashot G. Tamrazyan*, corresponding member of RAACS, DSc, Prof., NRU MGSU, Moscow, Russia**MEMBERS OF EDITORIAL BOARD:***Pavel A. Akimov*, full member of RAACS, DSc, Prof., Rector of NRU MGSU, Moscow, Russia*Armen Z. Ter-Martirosyan*, DSc, Prof., NRU MGSU, Moscow, Russia*Dadayan T.L.*, DSc, Prof., NUASA, Yerevan, Armenia*Duinherzhav Ya.*, DSc., Prof., University of Science and Technology, Ulaanbaatar, Mongolia*Erofeev V.T.*, full member of RAACS, DSc, Prof., NRU MGSU, Moscow, Russia*Oleg V. Kabantsev*, DSc., Prof., NRU MGSU, Moscow, Russia*Semen S. Kapriylov*, full member of RAACS, DSc., Prof., NIIZhB A.A. Gvozdev, Moscow, Russia*Nikolay G. Kelasiev*, Ph.D., JSC “TsNIIPromzdaniy”, Moscow, Russia*Vitaly I. Kolchunov*, full member of RAACS, DSc, Prof., NRU MGSU, Moscow, Russia*Sergey B. Krylov*, full member of RAACS, DSc., Prof., NIIZhB A.A. Gvozdev, Moscow, Russia*Valeriy A. Lyublinsky*, Ph.D. tech. Sciences, Prof., NRU MGSU, Moscow, Russia*Levon R. Mailyan*, full member of RAACS, DSc., Prof., DSTU, Rostov-on-Don, Russia*Sergey I. Merkulov*, corresponding member of RAACS, DSc., Prof., KSU, Kursk, Russia*Valeriy I. Morozov*, corresponding member of RAACS, DSc., Prof., SPbGASU, St. Petersburg, Russia*Vladimir P. Selyaev*, full member of RAACS, DSc, Prof., Mordovia State University named after N.P. Ogareva, Saransk, Russia*Gennadiy A. Smolyago*, DSc., Prof., BSTU named after V.G. Shukhov*Vladimir I. Travush*, full member of RAACS, DSc, Prof., CJSC “Gorproekt”, Moscow, Russia*Victor S. Fedorov*, full member of RAACS, DSc., Prof., RUT (MIIT), Moscow, Russia**MANAGING EDITOR***Sergey Yu. Savin*, Ph.D., associate prof., NRU MGSU, Moscow, Russia**Copy Editor:** Sergei Yu. Savin**Cover Design:** George A. Tamrazyan**Layout Designer:** Ekaterina V. Domarova**Editorial Address:**

Moscow State University of Civil Engineering

26 Yaroslavskoe highway, Moscow, 129337, Russian Federation, tel.: +7 (495) 287-49-14, additional 3036; e-mail: em@gbk-journal.ru
Printing run 120 copies. Open price.

Moscow State University of Civil Engineering

26 Yaroslavskoe highway, Moscow, 129337, Russian Federation, tel.: +7 (495) 287-49-14, additional 3036; e-mail: em@gbk-journal.ru

Printed at Publishing House MISI – MGSU

Building 8, 26 Yaroslavskoe highway, Moscow, Russian Federation, 129337, tel. (499) 183-91-44, 183-67-92, 183-91-90.

© Moscow State University of Civil Engineering, 2025

CONTENTS**THEORY OF CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE**

<i>Tamrazyan A.G.</i> Analysis of the Behavior of Spirally Reinforced High-Strength Concrete Columns under Central Compression.....	3
<i>Tamrazyan A.G., Sadoyan H.A.</i> Bearing Capacity of Flexural Reinforced Concrete Beams with Corrosion Damage in the Compression Zone	21
<i>Rimshin V.I., Suleymanova L.A., Amelin P.A.</i> Bearing Capacity of Polymer-Composite Strengthened Bent Reinforced Concrete Elements under Conditions of Exposure to a Corrosive Environment	28

COMPUTER MODELLING IN CONSTRUCTION

<i>Neshchadimov V.A.</i> Topological Beam Theory (TBT).	41
---	----

STRUCTURAL DESIGN

<i>Trekin N.N., Mikhailova S.S.</i> The Results of Calculating the Seismic Impact of a High-Rise Building According to Various Regulatory Documents	58
---	----



УДК 624.3.019.32

DOI: 10.22227/2949-1622.2025.3.3-20

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Анализ поведения спирально армированных железобетонных колонн из высокопрочного бетона при центральном сжатии

А.Г. Тамразян^{1*}

¹ *Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация*

*tamrazian@mail.ru

Ключевые слова: железобетонная колонна, высокопрочный бетон, спирально армирование, ограниченный бетон

История статьи

Поступила в редакцию: 03.07.2025

Доработана: 21.07.2025

Принята к публикации: 26.07.2025

Для цитирования

Тамразян А.Г. Анализ поведения спирально армированных железобетонных колонн из высокопрочного бетона при центральном сжатии // Железобетонные конструкции. 2025. Т. 11. № 3. С. 3–20.

Аннотация. В данной статье представлен обзор литературы по экспериментальным исследованиям железобетонных колонн при центральном сжатии. Рассматриваемые исследования включают ряд экспериментальных испытаний спирально армированных бетонных колонн. Рассматриваются и подробно обсуждаются колонны из ВПБ с круглым или прямоугольным поперечным сечением. Показано, что значительного повышения прочности и пластичности высокопрочных бетонных колонн можно добиться при использовании адекватного количества спиральной арматуры. Объемное содержание спиральной арматуры, шаг расположения и прочность бетона влияют на напряженно-деформированное состояние ограниченного бетона в высокопрочных железобетонных колоннах. Практически во всех случаях увеличение объемного содержания спиральной арматуры приводит к повышению прочности и пластичности ограниченного бетонного ядра, а также к увеличению напряжений в спиральной арматуре при достижении бетоном максимальной прочности.

Analysis of the Behavior of Spirally Reinforced High-Strength Concrete Columns under Central Compression

А.Г. Tamrazyan^{1*}

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

* tamrazian@mail.ru

Keywords: reinforced concrete column, high-strength concrete, spiral-reinforced, confined concrete

Article history

Received: 03.07.2025

Revised: 21.07.2025

Accepted: 26.07.2025

Abstract. This article presents a literature review of experimental studies of reinforced concrete columns under central compression. The studies reviewed include a number of experimental tests of spiral-reinforced concrete columns. Columns made of high-strength concrete with circular or rectangular cross-sections are considered and discussed in detail. It is shown that a significant increase in the strength and ductility of high-strength concrete columns can be achieved by using an adequate amount of spiral reinforcement.

Аиот Георгиевич Тамразян, член-корреспондент РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 2636-2447, Scopus: 55975413900, ResearcherID: T-1253-2017, ORCID: 0000-0003-0569-4788, E-mail: Tamrazian@mail.ru

© Тамразян А.Г., 2025



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

For citation

Tamrazyan A.G. Analysis of the Behavior of Spirally Reinforced High-Strength Concrete Columns under Central Compression. *Reinforced concrete structures*. 2025; 3(11):3-20.

The volumetric content of spiral reinforcement, the spacing, and the strength of concrete affect the stress-strain state of confined concrete in high-strength reinforced concrete columns. In almost all cases, an increase in the volumetric content of spiral reinforcement leads to an increase in the strength and ductility of the confined concrete core, as well as to an increase in the stresses in the spiral reinforcement when the concrete reaches its maximum strength.

ВВЕДЕНИЕ

Использование высокопрочного бетона (ВПБ) за последнее десятилетие получило широкое распространение в строительной отрасли России. Одним из распространенных применений ВПБ в строительстве является возведение колонн высотных зданий. При заданной осевой нагрузке колонны из ВПБ требуют меньшей площади поперечного сечения, чем колонны из менее прочного бетона, что оставляет больше полезного пространства зданиям. Дополнительные преимущества ВПБ, которые могут быть использованы проектировщиками, включают его высокий модуль упругости или жесткости, уменьшенный собственный вес элементов конструкции и возможность раннего снятия опалубки. Высокопрочный бетон также имеет недостатки как строительный материал, поскольку он имеет тенденцию быть хрупким при перегрузках до разрушения и не обладает пластичностью, характерной для бетона нормальной прочности (БНП). Проектировщики должны тщательно учитывать характеристики пластичности элементов из ВПБ, чтобы обеспечить конструктивную безопасность железобетонных конструкций.

С ростом использования ВПБ для возведения колонн в современных сооружениях проектировщикам требуется информация о поведении колонн из ВПБ. Несмотря на широкое применение ВПБ на практике, исследования в этой области ограничены. Поиск в литературе доступных экспериментальных данных показал, что в настоящее время опубликовано мало экспериментов по спирально армированным колоннам из ВПБ. Кроме того, результаты этих экспериментов не включены в действующие нормы проектирования железобетона.

Требования к проектированию спирального армирования для железобетонных колонн в Американских нормах [1] и Канадских нормах [2] основаны на экспериментальных результатах испытаний, проведенных на образцах с прочностью бетона на сжатие ниже 42 МПа. Неясно, способны ли колонны из ВПБ со спиральным армированием, спроектированные в соответствии с действующими нормами, достичь прогнозируемой прочности и достаточной пластичности при воздействии осевой нагрузки. Исследования спирально армированных колонн из ВПБ, подверженных осевой нагрузке, необходимы для предоставления проектировщикам и исследователям дополнительной информации о поведении колонн из ВПБ, а также для получения данных для оценки текущих требований нормативов в отношении спирального армирования для колонн из ВПБ.

Прочность и пластичность бетона можно повысить, ограничивая деформации бетона подходящим расположением поперечной арматуры [3]. Испытания [4–7] спирально армированных колонн БНП под осевой нагрузкой показали, что использование адекватной спиральной арматуры приводит к повышению прочности бетона и улучшению характеристик пластичности. Проектные факторы, такие как количество спиральной арматуры и шаг спиральных стержней, влияют на эффективность ограниченного бетона, а также на прочность и пластичность железобетонных колонн.

Ashot G. Tamrazyan, Corresponding Member of RAACS, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 2636-2447, Scopus: 55975413900, ResearcherID: T-1253-2017, ORCID: 0000-0003-0569-4788, E-mail: Tamrazian@mail.ru

Действующие канадские и американские нормы проектирования [1, 2] признают положительное влияние армирования и устанавливают требования к проектированию поперечной арматуры в железобетонных колоннах. Большая часть требований этих норм проектирования основана на испытаниях колонн из БНП, проведенных в 1920-х и 1930-х гг. Следовательно, необходимо проверить обоснованность требований нормативных документов по проектированию спиральных стальных стержней в колоннах из ВПБ.

Преимущества ограничения

Пластичность можно определить как способность сечений, элементов или конструкций подвергаться деформациям без значительной потери прочности. Неограниченный бетон, сжатый только в одном направлении без бокового ограничения, ведет себя как хрупкий материал с минимальной пластичностью. Когда бетон ограничен сжимающими напряжениями во всех направлениях, его пластичность и прочность могут значительно повыситься.

В работе [8] изучали влияние ограничения на поведение бетона. Испытания проводились на цилиндрах из высокопрочного бетона размером 102×204 мм, нагруженных до разрушения в осевом направлении и одновременно подвергавшихся воздействию бокового давления жидкости различной интенсивности.

Прочность бетона цилиндров без бокового обжатия (f_c') составила 25,2 МПа. Было обнаружено, что при боковом давлении жидкости 28,2 МПа бетон достигал максимального напряжения около 131 МПа при деформации 0,05, что примерно в 25 раз превышало деформацию при максимальном напряжении для бетона без бокового обжатия. На рис. 1 представлены кривые «напряжение – деформация» бетонных цилиндров для диапазона бокового давления жидкости. На этих кривых «напряжение – деформация» улучшение прочности представлено увеличением пиковых значений сжимающего напряжения, в то время как улучшение характеристик пластичности представлено лучшей несущей способностью при больших значениях деформации. Кривые наглядно показывают, что как прочность, так и пластичность бетонных цилиндров увеличивались с увеличением бокового давления.

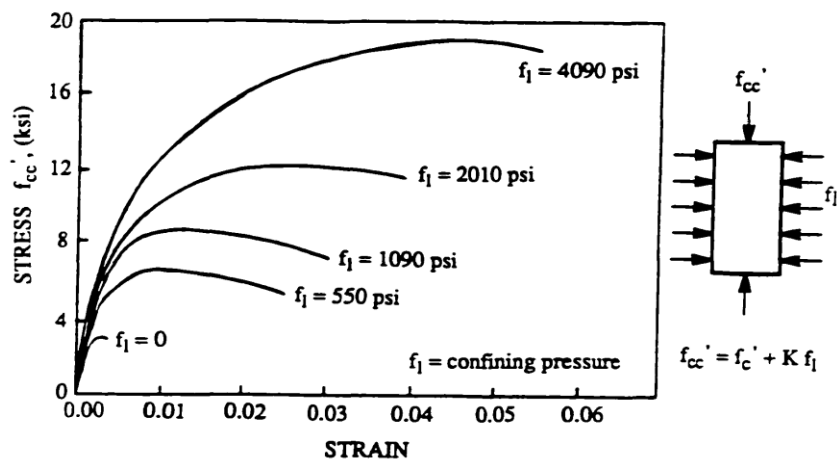


Рис. 1. Кривые «напряжение – деформация» бетонных цилиндров при боковом давлении [8]
Fig. 1. Stress-Strain Curves of Concrete Cylinders with Lateral Pressure [8]

На практике стальная арматура используется для создания бокового давления, необходимого для ограничения бетона. Для этих целей используется также композитная арматура [9]. Следует отметить, что механика ограничения, обеспечиваемого стальной арматурой, отличается от механики, обеспечиваемой боковым давлением жидкости, и что стальной арматуре не

удалось развить большие значения ограничивающего давления, создаваемого давлением жидкости в этих испытаниях.

Механика ограничения в железобетонных колоннах

Ограничение в железобетонных колоннах часто обеспечивается комбинацией продольных арматурных стержней, заключенных в контур поперечной арматуры. Поперечная арматура может быть в виде непрерывных спиралей или кольцевых обручей, расположенных на близком расстоянии, или в виде прямолинейных перекрывающихся обручей и связей. Были проведены экспериментальные исследования прочности железобетонных колонн с ограничениями при армировании сварной проволочной арматурой [10–14], а также при различных нагружениях [15–21]. Бетонная область, ограниченная периметром осевых линий внешнего кольца спиралей или обручей, часто называется бетонным ядром. Некоторые типичные схемы расположения поперечной арматуры в колоннах показаны на рис. 2.

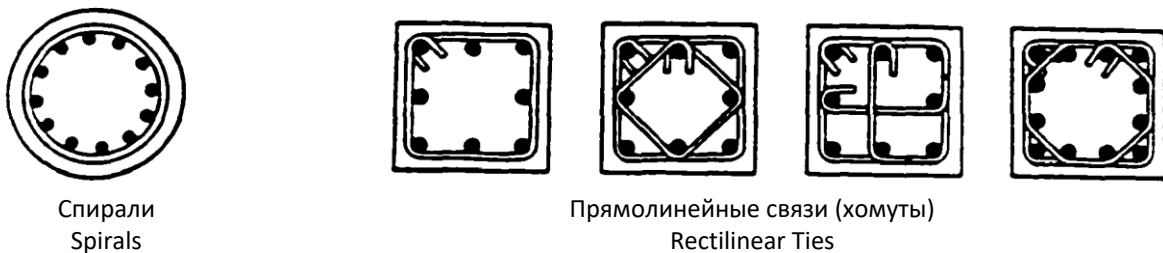


Рис. 2. Различные варианты расположения поперечной арматуры
 Fig. 2. Different Arrangements of Transverse Reinforcement

Механику ограничения, создаваемого поперечной арматурой, можно объяснить, рассмотрев поведение бетона, подверженного сжимающей нагрузке. Испытания на сжатие [22, 23] простых бетонных цилиндров без ограничений показали, что по мере приближения цилиндров к разрушению в бетоне развиваются значительные внутренние микротрещины, параллельные направлению нагрузки, сопровождающиеся боковыми деформациями расширения. Введение достаточного количества поперечной арматуры для ограничения бетона под сжимающей нагрузкой влияет на поведение бетона при расширении. При осевой нагрузке бетона поперечная арматура практически не нагружена до нагрузки, при которой бетон развивает заметные боковые деформации. При этих деформациях бетон, заключенный внутри поперечной арматуры, начинает расширяться наружу под действием постоянной осевой нагрузки и упирается в поперечную арматуру. Поперечная арматура стремится противостоять боковому расширению бетона, создавая реактивное ограничивающее давление на бетонное ядро, заключенное в границах поперечной арматуры. Этот тип ограничения, при котором расширение бетона компенсируется стальной арматурой, часто называют пассивным ограничением.

Если для поперечного армирования колонн используются кольцевые спиралю, то обычно предполагается, что боковое расширение бетона оказывает равномерное давление на арматуру. Сама арматура будет оказывать равную и противоположно направленную реакцию на бетонное ядро. Следовательно, окружность бетонного ядра, ограниченная поперечной арматурой, эффективно ограничена непрерывным, равномерным ограничивающим давлением.

Рис. 3, а иллюстрирует равномерное ограничивающее давление на бетонное ядро, которое, как предполагается, обеспечивается кольцевыми спиралью.

Когда бетон ограничен прямоугольными хомутами, арматура не обеспечивает равномерного ограничивающего давления на ядро бетона. Под осевой нагрузкой бетон расширяется вбок и упирается в хомут, который не может обеспечить равномерную реакцию на бетон. Хомуты оказывают ограничивающую реакцию в углах, но прямые участки между углами имеют

тенденцию изгибаться наружу во все четыре стороны. Из-за изгиба хомутов некоторые области бетона остаются неукрепленными и бетон эффективно удерживается только в центральной области ядра и в углах, как показано на рисунке 3, *b*. Это неравномерное распределение ограничивающего давления является основной причиной того, что кольцевые спирали удерживают бетон более эффективно, чем прямоугольные хомуты той же площади и с таким же шагом.



Рис. 3. Ограничение поперечной арматурой [24]
Fig. 3. Confinement by Transverse Reinforcement [24]

Когда поперечная арматура расположена на разных уровнях по высоте колонны, эффективность ограничения бетонного ядра снижается в местах, удаленных от поперечной арматуры, и достигает минимума посередине между любыми двумя уровнями хомутов (рис. 4). Адекватное расстояние между поперечной арматурой приводит к большей площади эффективно ограниченного бетона и, следовательно, к более эффективному механизму ограничения.

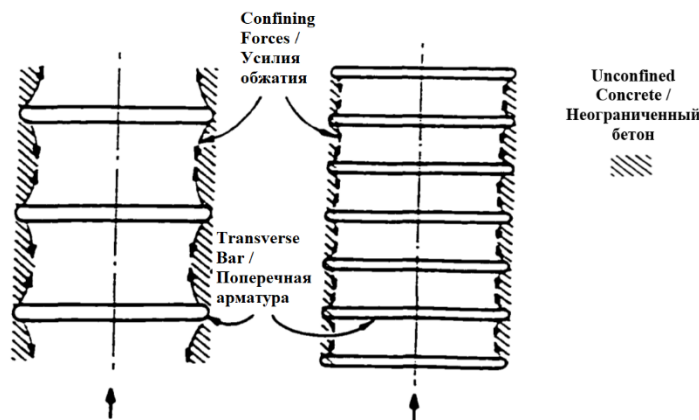


Рис. 4. Расстояние между поперечными стальными хомутами по высоте колонны [24]
Fig. 4. Spacing of Transverse Steel Reinforcement Along Column Height [24]

ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА ОГРАНИЧЕНИЕ

Железобетонные колонны состоят из трех основных компонентов: продольной, поперечной арматуры и бетона. Эффективность ограничения в колоннах зависит от свойств и конструкции всех трех компонентов. Некоторые из важных факторов, влияющих на состояние ограничения в спирально армированных бетонных колоннах под осевой нагрузкой, были исследованы в [25–36] и описаны ниже.

1. Количество спиральной арматуры

Количество спиральной арматуры в колоннах обычно выражается объемным отношением поперечной арматуры к объему бетонного ядра (ρ_s) и является одним из наиболее важных факторов, влияющих на ограничение бетона. Большое количество поперечной спиральной арматуры увеличивает пассивное ограничивающее давление, которое может оказываться на бетонное ядро, и часто улучшает прочность и пластичность бетона.

2. Шаг расположения спиральной арматуры

Более частый шаг расположения спиралей улучшает распределение ограничивающего давления по высоте колонны за счет увеличения площади эффективно ограничиваемого бетона, а также помогает предотвратить преждевременное выпучивание продольных стержней. Если спирали расположены слишком далеко друг от друга, ограничивающие усилия на бетонных участках между уровнями спирали начинают существенно уменьшаться.

3. Диаметр спиральной арматуры

Большой диаметр арматурных стержней с большей изгибной жесткостью обеспечивает большее сопротивление расширению бетонного ядра и лучшую поддержку продольной арматуры от потери устойчивости.

4. Прочность спиральной арматуры

Ограничивающее давление создается растягивающими усилиями, возникающими в поперечной арматуре. Можно ожидать, что спиральная арматура с более высоким пределом текучести будет способна оказывать большее ограничивающее давление на бетонное ядро. Однако развитие растягивающих напряжений в спиральной арматуре зависит от свойств бетона при боковом расширении.

Если боковая деформация бетона недостаточно велика для создания более высоких напряжений в стальной спирали, прочность спирали может быть не полностью реализована.

5. Продольная арматура

Продольная арматура обеспечивает дополнительные ограничивающие реакции на бетонное ядро, особенно между элементами стальной спирали. Для обеспечения устойчивости арматурного каркаса и всей колонны требуется минимальное количество продольных стержней соответствующего диаметра. Устойчивость продольной арматуры и арматурного каркаса необходима для обеспечения эффективной защиты от бокового расширения бетона.

6. Прочность бетона

Боковое расширение бетонного ядра играет важную роль в эффективном ограничении бетона спиральной арматурой. В бетонных контрольных цилиндрах из ВПБ при сжимающей нагрузке наблюдается значительно меньше микротрещин, чем при БНП. Возможно, что ВПБ в колоннах будет испытывать меньше микротрещин и, следовательно, меньшее боковое расширение ядра, чем в колоннах из БНП. Снижение скорости бокового расширения ядра может повлиять на прочность и пластичность колонн из ВПБ, армированных спиралью.

ПОЛОЖЕНИЯ НОРМ ОБ ОГРАНИЧЕННОМ БЕТОНЕ

Требования к проектированию спирального армирования в нормах ACI

Когда поперечно армированная бетонная колонна нагружается непрерывно возрастающим осевым напряжением, защитный слой бетона снаружи спиральной арматуры начинает разрушаться и раскалываться при относительно больших осевых нагрузках. Бетонное ядро колонны, эффективно ограниченное поперечной арматурой, может продолжать выдерживать дальнейшие осевые нагрузки после того, как произошло раскалывание. В кодексе [1] указано, что в колоннах происходит растрескивание защитного слоя бетона, и принципы их проектирования основаны на двух условиях: 1) увеличение прочности бетонного ядра за счет ограничения должно быть равно или немного превышать потерю прочности из-за растрескивания защитного слоя бетона; 2) ограничение должно позволять колонне выдерживать большие деформации без существенной потери прочности. Также требуется, чтобы объемное отношение спиральной арматуры ρ_s для сейсмического проектирования спирально армированных колонн не было меньше указанного значения:

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}, \quad (1)$$

где A_g — общая площадь сечения колонны;

A_c — площадь сердечника колонны, измеренная снаружи спиральной арматуры;

f'_c — прочность бетона на сжатие, измеренная с помощью стандартных цилиндров;

f_y — предел текучести спиральной арматуры, не превышающий 400 МПа.

Сейсмические положения того же свода правил требуют, чтобы, помимо соответствия уравнению (1), спиральная арматура также была не меньше значения, заданного следующим уравнением:

$$\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_y}. \quad (2)$$

Уравнение (2) устанавливает нижнюю границу требуемого объемного соотношения спиральной арматуры и определяет проектирование больших колонн, для которых значение ρ_s в уравнении (1) будет стремиться к нулю, когда отношение A_g/A_c приближается к значению единицы.

Свод правил [1] также устанавливает ограничения на диаметр стержней и шаг спиральной арматуры, используемой в колоннах. Диаметр спиральных стержней не должен быть меньше 10 мм, а расстояние между спиральями должно быть от 25 до 75 мм.

В Своде правил не указывается предел прочности бетона f'_c , при котором уравнения для расчета колонны действительны. Однако уравнение (1) основано на рекомендациях Комитета [29]. Большая часть исследований для этого комитета была проведена на образцах бетона с прочностью на сжатие f'_c ниже 42 МПа.

Требования для проектирования спирального ограничения в Канадских нормах [2, 37]

Канадский стандарт (CSA A23.3-94) [2] по проектированию бетонных конструкций признает, что ВПБ различается по своей хрупкости и необходимости в ограничении. В результате в данной редакции норм введены верхние пределы для заданной прочности бетона на сжатие, которые могут использоваться при проектировании бетонных конструкций, включая колонны. Требуемое объемное соотношение спиральной арматуры для несейсмического проектирования колонн идентично уравнению (1), используемому в кодексе ACI [1], за исключением того, что предел текучести спиральной арматуры не следует принимать более 500 МПа, а прочность бетона не должна превышать 80 МПа. Требуемое объемное соотношение спиральной арматуры для сейсмического расчета колонн идентично уравнению (2), используемому в нормах ACI, за исключением того, что прочность бетона не должна превышать 55 МПа.

Указанный шаг спирали, требуемый канадскими нормами, не должен превышать 1/6 диаметра бетонного ядра и должен быть от 25 до 75 мм. Согласно канадским нормам, минимальный диаметр спиральной арматуры составляет 6 мм.

Разработка требований норм к проектированию спирального армирования

Требования норм [1] и канадского кодекса к проектированию спирального армирования в колоннах [2] основаны на рекомендациях Комитета [29]. Исследования [27] включали испытания спирально армированных колонн, которые подвергались осевой нагрузке до разрушения, с целью изучения поведения и прочности колонн на различных ступенях нагрузки. Результаты испытаний показали, что предельную несущую способность колонн можно рассчитать, суммируя прочность бетона и предел текучести продольной арматуры. Следовательно, номинальную прочность P_0 центрально нагруженных колонн можно рассчитать по формуле:

$$P_0 = 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}, \quad (3)$$

где A_g — общая площадь поперечного сечения колонны; A_{st} — общая площадь продольной арматуры.

В этом уравнении коэффициент 0,85 используется для учета наблюдаемых различий в прочности бетона в колоннах по сравнению с бетоном той же смеси в стандартных испытательных цилиндрах на сжатие.

Ожидается, что прямоугольные колонны с хомутами и спирально армированные колонны с одинаковой площадью поперечного сечения и продольной арматурой будут вести себя схожим образом до нагрузки P_0 , как показано на рис. 5. При этой нагрузке начинается разрушение бетона и растрескивание защитного слоя. В прямоугольных колоннах с хомутами ожидается, что P_0 будет предельной несущей способностью, и после этой точки, по мере увеличения деформаций, осевая несущая способность колонны падает. В случае спирально армированных колонн ожидается, что внешняя оболочка защитного слоя бетона растрескается при нагрузке P_0 , в то время как спирально ограниченное бетонное ядро продолжит нести нагрузку. Несущая способность спирально армированных колонн, исключая разрушенный защитный слой, зависит от относительного количества спиральной арматуры. Если количество спиральной арматуры достаточно для компенсации потери прочности, вызванной растрескиванием защитного слоя бетона, резкого снижения прочности колонны может и не произойти.

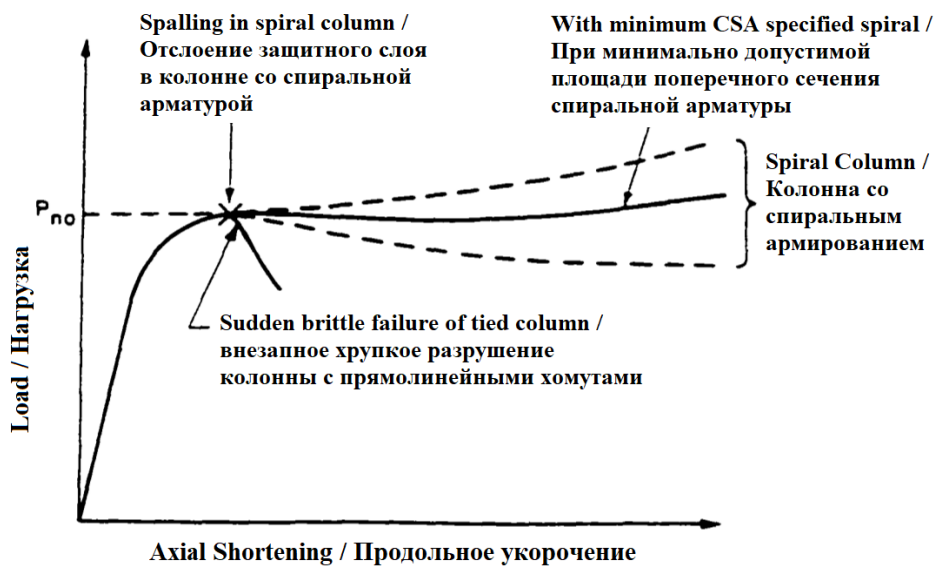


Рис. 5. Поведение центрально нагруженных колонн с прямолинейной и спиральной поперечной арматурой [38]
 Fig. 5. Behavior of Axially Loaded Tied and Spiral Columns [38]

На основе испытаний спирально армированного бетона, проведенных в работе [26], предположили, что осевая прочность ограниченного бетона с f'_{cc} связана с боковым ограничивающим давлением f_2 соотношением:

$$f'_{cc} = f'_{cp} + 4,1f_2, \tag{4}$$

где f'_{cp} — прочность бетона без ограничения в образце.

Для этого уравнения боковое давление f_2 , создаваемое спиральной арматурой на бетонное ядро, рассчитывается по аналогии с тонкостенным цилиндром, подвергаемым радиальному растяжению. Спиральная арматура с площадью поперечного сечения A_s и шагом s рассматривается как тонкая металлическая трубка, охватывающая бетонное ядро толщиной A_s/s . Если предположить, что спиральная арматура достигла предела текучести f_y , боковое давление, оказываемое на бетонное ядро, можно выразить как:

$$f_2 = 2f_y \frac{A_s}{s} D_c, \tag{5}$$

где D_c — диаметр сердечника колонны.

Объемное соотношение спиральной арматуры ρ_s в колонне можно определить как отношение объема спиральной арматуры к объему бетона ядра.

Объем одного витка спирали/объем бетонного сердечника:

$$\rho_s = \frac{A_s (nD_c)}{1/4 (nD_c^2)s} = 4A_s/D_c s. \quad (6)$$

Боковое давление f_2 на бетонное ядро можно выразить через объемное соотношение спиральной арматуры ρ_s , подставив уравнение (6) в уравнение (5):

$$f_2 = \frac{\rho_s f_y}{2}. \quad (7)$$

Осевая прочность ограниченного бетона f'_{cc} в уравнении (4) может быть выражена через уравнение (7) для бокового давления f_2 :

$$f'_{cc} = f'_{cp} + 2,05\rho_s f_y. \quad (8)$$

Основой проектирования спиральной арматуры в нормах АСІ и Канады является то, что увеличение несущей способности за счет спирального ограничения должно компенсировать потерю прочности при отслоении защитного слоя бетона.

Потеря прочности из-за отслоения защитного слоя:

$$0,85f'_c (A_g - A_c). \quad (9)$$

Прирост прочности за счет ограничения спиралями:

$$(f'_{cc} - f'_{cp}) A_c. \quad (10)$$

В этих уравнениях A_g — это полная площадь поперечного сечения колонны, а A_c — площадь ядра колонны, измеренная от внешней стороны спиральной арматуры до внешней стороны бетона.

Приравняв потерянную прочность к приобретенной прочности [39] и подставляя выражение в уравнение (8), для осевой прочности сжатого ограниченного бетона f'_{cc} :

$$0,85f'_c (A_g - A_c) = (2,05\rho_s f_y) A_c. \quad (11)$$

Преобразуем уравнение (11) и находим объемное соотношение спиральной арматуры ρ_s :

$$\rho_s = 0,415 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}. \quad (12)$$

Как в стандарте АСІ [1], так и в канадском стандарте [2] используется аналогичное выражение для требуемого объемного соотношения спиральной арматуры в колоннах.

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}. \quad (13)$$

Коэффициент 0,415 в уравнении (12) заменен более консервативным коэффициентом 0,45 в уравнении (13) в требованиях норм.

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Самое раннее опубликованное исследование поперечно армированных бетонных колонн относится к 1903 г., когда Консидер [25] провел испытания на осевое сжатие спирально армированных бетонных колонн. Консидер обнаружил, что бетонные колонны, армированные исключительно продольными стальными стержнями, обладают большей прочностью на сжатие, чем простые бетонные колонны того же размера.

Однако было замечено, что бетонные колонны с продольной арматурой приобретают продольные трещины и чрезмерные боковые деформации при больших сжимающих нагрузках.

Консидер ввел спиральную арматуру в колонны, пытаясь замедлить боковое расширение бетона, и обнаружил, что спирали, размещенные на соответствующем расстоянии, приводят к увеличению максимальной прочности и осевых деформаций, достигаемых образцами.

В исследованиях [8, 26] провели серию испытаний на сжатие круглых бетонных образцов, ограниченных по бокам гидравлическим давлением, а позднее и спиральной арматурной сталью. Эта группа исследователей измерила увеличение напряжений в спиральной арматуре из-за бокового расширения бетона при сжатии и пришла к выводу, что увеличение прочности образцов на сжатие было пропорционально пассивному ограничивающему давлению, создаваемому спиральной арматурой. Комитет ACI 105 [27–29] провел обширную программу испытаний, которая включала испытания 573 спирально армированных бетонных колонн. Комитет определил выражения несущей способности для осевой нагрузки бетонных колонн, армированных как продольными стержнями, так и спиральной арматурой. Позже в работе [25] определили модификации для выражений несущей способности, учитывающих более низкую несущую способность круглых и прямоугольных колонн, армированных хомутами. Многие расчетные выражения для спиральной арматуры, встречающиеся в действующих нормах проектирования железобетона США [1, 2], основаны на экспериментальных исследованиях.

За последние 30 лет несколько исследователей [4–7, 31, 32] провели испытания на осевое сжатие бетонных образцов, ограниченных поперечной арматурой. Хотя колонны на практике редко подвергаются чисто центральным нагрузкам, эти испытания были полезны для понимания улучшения характеристик элементов, обусловленных ограничением.

Мандер и др. [5] провели испытания 31-й железобетонной колонны с круглым, квадратным и прямоугольным поперечным сечением. Продольное напряжение и деформированное состояние бетона в образцах измерялось и сравнивалось с предсказанной ранее моделью «напряжение – деформация». Чтобы расширить диапазон экспериментальных результатов, доступных для проверки модели «напряжение – деформация», испытательные образцы с различным расположением продольной и поперечной арматуры нагружались концентрически либо при квазистатических, либо при высоких скоростях деформации.

Экспериментальная программа включала 17 концентрических испытаний на сжатие, проведенных на колоннах диаметром 500 мм и высотой 1500 мм. Были изготовлены и испытаны два неармированных образца колонн для получения кривой «напряжение – деформация» образца неармированного бетона того же размера, что и армированные образцы. Спиральная арматура, использованная в образцах, представляла собой круглый гладкий стержень диаметром от 12 до 16 мм. Спирали изготавливались с шагом от 35 до 120 мм, что приводило к объемному содержанию армирования ρ_s от 0,6 до 2,5 %.

В образцах использовались продольные стержни различного количества и диаметров: от 8 до 36 и диаметром от 16 до 28 мм. Прочность бетона на сжатие f'_c образцов составляла 28 МПа. Все круглые колонны были испытаны при высокой скорости деформации $0,013 \text{ с}^{-1}$ на испытательной машине с сервогидравлическим управлением, чтобы смоделировать влияние сейсмической нагрузки на скорость деформации. На рис. 6 показаны вид и поперечное сечение типовой опытной колонны.

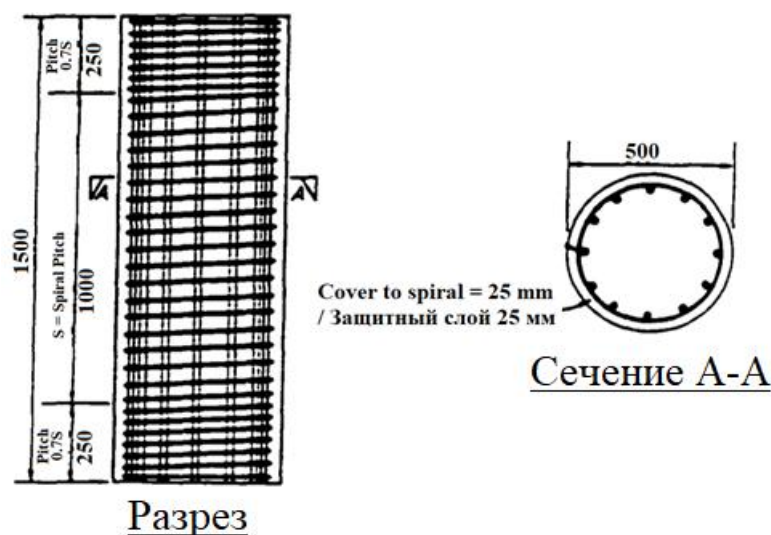


Рис. 6. Конструкция опытных колонн [5]
Fig. 6. Details of Test Columns [5]

Исследователи сообщили, что наиболее значимым параметром, влияющим на форму кривой «напряжение – деформация» ограниченного бетона, является объемный коэффициент спиральной арматуры ρ_s .

С увеличением коэффициента объемного армирования спиральной арматуры пиковое напряжение образца увеличивалось, деформация при пиковом напряжении увеличивалась, наклон нисходящей ветви уменьшался, а продольная деформация, при которой происходило разрушение спирали, увеличивалась. Было выявлено, что уменьшение шага спиралей в образцах с одинаковым коэффициентом объемного армирования спиральной арматурой приводило лишь к минимальному улучшению наклона нисходящей ветви кривой «напряжение – деформация» ограниченного бетона. Также был сделан вывод о том, что количество продольных стержней оказывало незначительное влияние на напряженно-деформированное состояние.

Бьеркели и др. [31] исследовали пластичность ограниченных бетонных образцов в рамках исследовательской программы по ВПБ. Программа включала испытания осевой нагрузкой на простых и ограниченных бетонных образцах с круглым, квадратным и прямоугольным поперечным сечением. Прочность бетона на сжатие образцов кубов с ребром 100 мм находилась в диапазоне от 62,5 до 108,7 МПа.

Круглые образцы в испытательной программе имели диаметр 150 мм и высоту 500 мм. 24 из этих образцов содержали спиральные стержни диаметром 6 мм, расположенные с шагом 25 или 75 мм. Ни один из круглых образцов не содержал продольной арматуры или защитного слоя бетона снаружи спиральной арматуры. Квадратные образцы в программе испытаний имели размеры поперечного сечения 150 × 150 мм и высоту 500 мм. 36 из этих образцов были армированы с боков 6-миллиметровыми деформированными квадратными спиралями, расположенными с шагом 25 или 75 мм, и продольно армированы стержнями диаметром 10 или 16 мм по четырем углам образца. Ни один из квадратных образцов не имел защитного слоя бетона снаружи спирали. Прямоугольные образцы в программе испытаний имели размеры поперечного сечения 300 × 500 мм и высоту 2000 мм. Поперечная арматура состояла из внешнего периметрального кольца и прямых Т-образных стержней, которые использовались для крепления продольных стержней. Диаметр поперечных стержней арматуры составлял 12, 16 или 20 мм, а расстояние между ними составляло 160 мм, в то время как продольная арматура состояла из 12 или 18 стержней диаметром 16 мм. Толщина защитного слоя бетона кольцевой арматуры в прямоугольных образцах составляла 23 мм. На рис. 7 показаны детали круглого, квадратного и прямоугольного образцов.

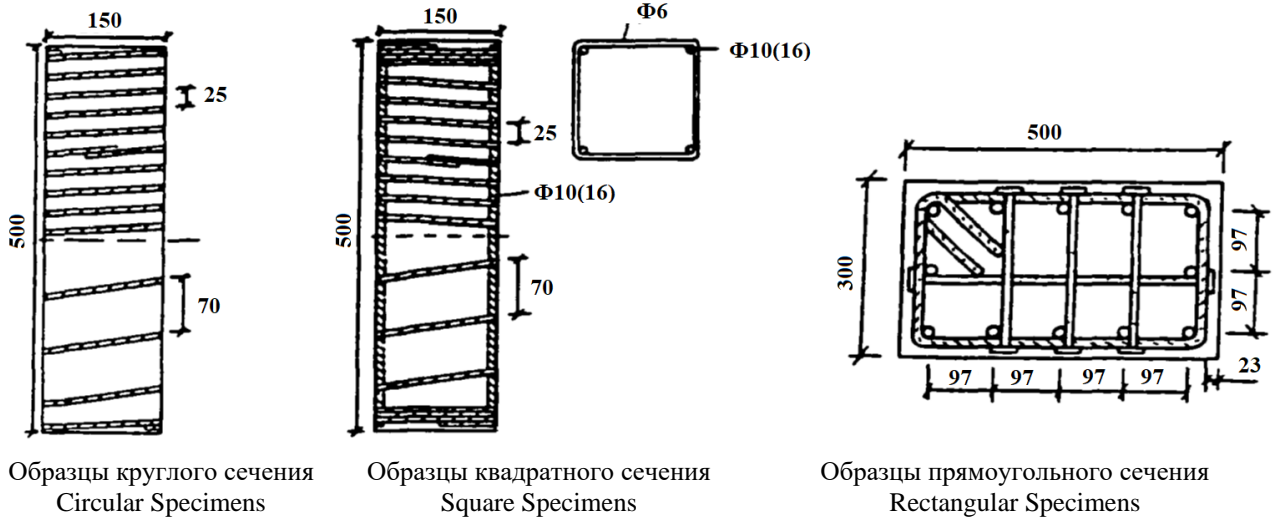


Рис. 7. Детали опытных колонн [32]
Fig. 7. Details of Test Specimens [32]

Было обнаружено, что при правильном расположении поперечной арматуры удалось достичь осевых деформаций в ограниченных образцах HSC, которые были значительно больше, чем деформации при предельной нагрузке для обычного бетона. Они также пришли к выводу, что прочность бетона влияет на характеристики напряженно-деформированного состояния ограниченных образцов. Рис. 8 иллюстрирует эффект увеличения прочности бетона в круглых образцах с объемной долей спиральной стали 3,1 %. На этом рисунке ND65, ND95 и ND115 представляют собой образцы с бетоном нормальной плотности с прочностью 62,5, 87,4 и 99,6 МПа, в то время как LWA75 был образцом из легкого бетона с прочностью 70,4 МПа. Осевое напряжение σ_c и деформация ϵ_c ограниченного бетона нормированы относительно пикового напряжения f_{co} и деформации ϵ_{co} соответствующего обычного бетона.

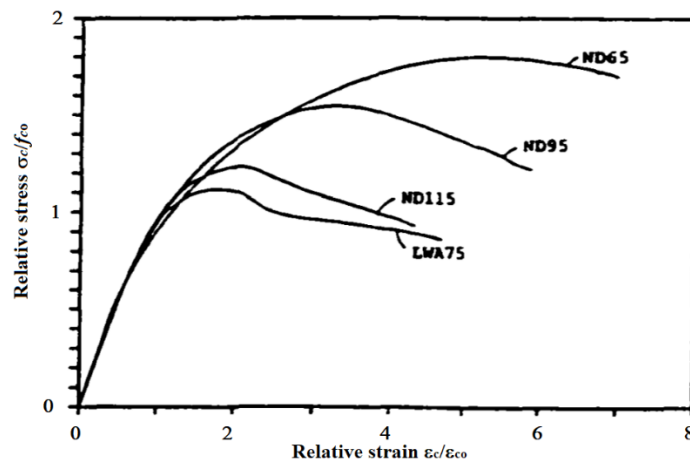


Рис. 8. Нормализованные кривые «напряжение – деформация» для ограниченного бетона [32]
Fig. 8. Normalized Confined Concrete Stress-Strain Curves [32]

Также было выявлено, что увеличение прочности на сжатие бетона нормальной плотности привело к снижению нормализованной предельной деформации, снижению нормализованного предельного напряжения и более крутой нисходящей ветви кривой зависимости напряжения от деформации.

Было обнаружено, что увеличение коэффициента армирования для ограничения бетона приводит к повышению прочности и пластичности круглых, квадратных и прямоугольных образцов.

Однако на поведение ограниченного бетона также существенное влияние оказывала геометрия сечения образца. Круглые образцы, армированные спиралью, обладали большей прочностью и пластичностью, чем квадратные образцы, армированные спиралью, при том же количестве армирования.

Исследователи также пришли к выводу, что увеличение количества продольных стержней с поперечной арматурой улучшает пластичность крупногабаритных прямоугольных образцов.

В работе [40] провели испытания осевой нагрузки на 25 образцах из ВПБ с прямоугольным поперечным сечением, чтобы исследовать влияние различных параметров на характеристики прочности и пластичности высокопрочного ограниченного бетона. Основными переменными, рассматриваемыми в эксперименте, были прочность бетона на сжатие, а также количество и предел текучести поперечной арматуры. Все образцы имели квадратное поперечное сечение 127×127 мм и высоту 406 мм. Образцы были изготовлены в пяти группах с прочностью бетонного цилиндра f'_c 37,9, 54,4, 56,5, 61,3 и 82,7 МПа. В каждой группе образцов четыре образца были ограничены по бокам круглыми или квадратными непрерывными спиральями, а один образец не содержал стальной арматуры. Для спиралей использовались три типа гладкой проволоки диаметром от 5,26 до 5,66 мм и пределом текучести от 289 до 586 МПа. Спирали изготавливались с шагом 25, 37,5, 50 и 62,5 мм, что приводило к объемному содержанию поперечной стали ρ_s в диапазоне от 1,38 до 3,57 %. Снаружи спиральной арматуры обеспечивался защитный слой бетона толщиной 7,5 мм. Ни один из образцов не содержал продольной арматуры. Сжимающая нагрузка прикладывалась к образцам с помощью испытательной машины Tinius Olsen с максимальной грузоподъемностью 1780 кН. Электрические тензорезисторы использовались для измерения осевых и поперечных деформаций в защитном слое бетона и деформаций в спиральной арматуре. Продольные LVDT-датчики с базовой длиной 152 мм на середине высоты образцов использовались для измерения осевых деформаций в бетонном ядре. Расстояние между спиральной арматурой было уменьшено до 80 % на длине 76 мм на концах образцов, чтобы гарантировать, что разрушение произошло в контролируемой центральной области образцов.

Исследователи построили кривые «напряжение – деформация» для каждого из испытываемых образцов. Было обнаружено, что прочность ограниченного бетона f_{cc} и соответствующая деформация ϵ_{cc} увеличиваются с увеличением объемной доли поперечной арматуры. Однако ограниченные бетонные образцы с высоким содержанием поперечной арматуры испытывали раннее отслоение защитного слоя бетона.

Близкое расположение спиралей и использование проволоки большого диаметра ослабляли поверхность между бетонным ядром и защитным слоем бетона, что, в свою очередь, приводило к раннему отслоению защитного слоя бетона. Было также обнаружено, что при увеличении объемного коэффициента армирования поперечной арматуры ограниченные образцы круглыми спиральями достигали большего увеличения прочности и соответствующей деформации, чем ограниченные образцы с квадратными спиральями. Исследователи пришли к выводу, что прочность и пластичность ограниченного бетона увеличивались в образцах ВПБ при надлежащем конструировании поперечной арматуры. Ограниченные образцы из ВПБ со спиральной арматурой прочностью до 82,7 МПа показали прирост прочности, достаточный для компенсации отслоения защитного слоя бетона.

Анализ данных тензодатчиков спиральной арматуры для опытных образцов показал, что напряжения в спиральных арматурах были относительно небольшими вплоть до примерно 80 % от максимальной нагрузки, прежде чем началось растрескивание защитного слоя. При максимальной прочности ограниченного бетона спиральная арматура претерпела значительные деформации

и достигла предела текучести. Исследователи сообщили, что увеличение предела текучести спиралей привело к увеличению прочности и пластичности ограниченного бетона. Кроме того, было обнаружено, что увеличение пластичности боковой арматуры после пика приводит к уменьшению наклона нисходящей ветви кривых «напряжение – деформация» ограниченного бетона.

При том же эффективном боковом давлении было обнаружено, что увеличение прочности бетона f'_c снижает скорость роста относительной прочности f_{cc}/f_{co} , где f_{co} — максимальная прочность соответствующего неармированного образца. Образцы с максимальной прочностью бетона 82,7 МПа смогли достичь значительного увеличения прочности бетона в ограниченном состоянии f_{cc} и соответствующей деформации ε_{cc} , но после достижения максимальная прочность снижалась.

ВЫВОДЫ

1. Значительного повышения прочности и пластичности высокопрочных бетонных колонн можно добиться при использовании адекватного количества спиральной арматуры.

2. Объемное содержание спиральной арматуры, шаг расположения и прочность бетона влияют на напряженно-деформированное состояние ограниченного бетона в высокопрочных железобетонных колоннах.

3. Практически во всех случаях увеличение объемного содержания спиральной арматуры ρ_s приводит к повышению прочности и пластичности ограниченного бетонного ядра, а также к увеличению напряжений в спиральной арматуре при достижении бетоном максимальной прочности. При увеличении объемного содержания спиральной арматуры улучшение пластичности было ярко выраженным, в то время как улучшение прочности было более скромным. Улучшение поведения бетона в условиях ограниченного объема, связанное с увеличением объемного содержания спиральной арматуры, в некоторой степени зависело от шага расположения спиральной арматуры. Колонны с большим отношением шага витков спирали к диаметру сердечника ($s/D_c = 0,49$) демонстрировали плохое сохранение прочности даже при относительно большом объемном соотношении спиральной стали. Колонны с $s/D_c \leq 0,36$ продемонстрировали значительное улучшение прочности и пластичности при увеличении объемного соотношения спиральной арматуры.

4. Уменьшение шага витков спиральной арматуры приводит к повышению прочности и пластичности бетона с ограниченным объемом при достаточно большом объемном соотношении спиральной арматуры ($\rho_s > 1,66\%$). Образцы с низким объемным соотношением спиральной арматуры демонстрируют очень незначительное, если вообще какое-либо, улучшение напряженно-деформированного состояния бетона с ограниченным объемом при уменьшении шага витков спирали.

5. При постоянных параметрах проектирования продольной и спиральной арматуры увеличение прочности бетона f'_c приводит к снижению прочности и пластичности из-за ограничения. Практически во всех случаях увеличение прочности бетона f'_c приводило к снижению пиковой прочности, спиральных напряжений, осевой деформации при пиковой прочности и деформируемости образцов. Для напряженно-деформированного состояния ограниченного бетона требуемое объемное содержание спиральной арматуры увеличивалось по мере увеличения прочности бетона.

При прочности ограниченного бетонного цилиндра $f'_c = 69,7$ МПа ограниченный бетон работал хорошо при $\rho_s > 2,52\%$. При прочности бетона $f'_c = 9,8$ МПа ограниченный бетон работал хорошо при $\rho_s > 3,53\%$.

6. Фактическая прочность неограниченного бетона в колоннах с прочностью бетона $f'_c = 89,8$ МПа была меньше предполагаемой прочности бетона без ограничения прочности $0,85f'_c$ в нормах [1]. Некоторые колонны с $f'_c = 89,8$ МПа и меньшим количеством спиральной арматуры не смогли достичь пиковой прочности бетона без ограничения прочности $0,85f'_c$.

7. Колонны диаметром 203 мм инициировали откол при более ранних осевых деформациях, чем более крупные колонны диаметром 254 мм, и, как следствие, колонны диаметром 203 мм достигли меньшего прироста прочности при малых деформациях, чем сопоставимые колонны диаметром 254 мм. Защитный слой бетона в колоннах диаметром 203 мм составил 13 мм, а защитный слой бетона в колоннах диаметром 254 мм — 17 мм. Было обнаружено, что колонны диаметром 203 и 254 мм ведут себя достаточно схоже друг с другом при больших осевых деформациях, когда все параметры продольного и поперечного армирования были масштабированы соответствующим образом.

8. Разрушение защитного слоя бетона началось при более низких осевых деформациях, чем ожидалось в колоннах с прочностью бетона $f'_c = 89,8$ МПа, до того, как бетон достиг большой осевой прочности. Средняя прочность бетона в начале выкрашивания для этих колонн составила $0,66f'_c$, что значительно ниже предполагаемой прочности бетона без ограничения нагрузки $0,85f'_c$ в нормах [1].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. American Concrete Institute. Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318–95). ACI, Detroit, 1995.
2. Canadian Standards Association. Design of Concrete Structures — Structures Design (CSA Standard A23.3–94). Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, 1994. 217 p.
3. Тамразян А.Г. К расчету несущей способности железобетонных колонн с учетом диаграммы деформирования ограниченного бетона // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2018. № 5 (377). С. 217–220.
4. Iyengar K.T.S.R., Desayi P., Reddy K.N. Stress-Strain Characteristics of Concrete Confined in Steel Binders // Magazine of Concrete Research. 1970. Vol. 22. No. 72. Pp. 173–184.
5. Mander J.B., Priestly M.J.N., Park R. Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete // Journal of Structural Engineering. ASCE. 1988. Vol. 114. No. 8. Pp. 1827–1849.
6. Tokiucu M.T. Behavior of Reinforced Concrete Columns Confined with Circular Spirals and Hoops. M.A.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, 1992.
7. Sheikh S.A., Tokiucu M.T. Reinforced Concrete Columns Confined by Circular Spirals and Hoops // ACI Structural Journal. 1993. Vol. 90. No. 5. Pp. 542–553.
8. Richart F.E., Brandtzaeg A., Brown R.L. A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compression Stresses. University of Illinois, Engineering Experimental Station, 1928. No. 185. 104 p.
9. Лапушинов А.Е., Тамразян А.Г. К влиянию поперечного армирования на прочность и деформативность сжатых бетонных элементов, армированных композитной полимерной арматурой // Строительство и реконструкция. 2018. № 4 (78). С. 20–30.
10. Abdelaziz Y., Sami W. Experimental Investigation of the Confinement of Concrete Columns with Welded Wire Reinforcement // Buildings. 2025. No. 15 (9). P. 1494. DOI: 10.3390/buildings15091494
11. Mau S.T., Holland J., Hong L. Small-Column Compression Tests on Concrete Confined by WWF // J. Struct. Eng. 1998. Vol. 124. Pp. 252–261.
12. Lambert-Aikhionbare N., Tabsh S.W. Confinement of high-strength concrete with welded wire reinforcement // Struct. J. 2001. Vol. 98. Pp. 677–685.
13. Tabsh S.W. Stress-Strain Model for High-Strength Concrete Confined by Welded Wire Fabric // J. Mater. Civ. Eng. 2007. Vol. 19. Pp. 286–294.
14. Tahir M.F., Khan Q.U.Z., Shabbir F., Ijaz N., Malik A.A. Performance of RC columns confined with welded wire mesh around external and internal concrete cores // University of Engineering and Technology Taxila. Tech. J. 2017. Vol. 22. P. 8.
15. El-Kholy A.M., El-Mola S.A., El-Aziz M.A.A., Shaheen A.A. Effectiveness of Combined Confinement with Metal Meshes and Ties for Preloaded and Post-Heated RC Short Columns // Arab. J. Sci. Eng. 2018. Vol. 43. Pp. 1875–1891.

16. *Abadel A.A., Masmoudi R., Khan M.I.* Axial behavior of square and circular concrete columns confined with CFRP sheets under elevated temperatures: Comparison with welded-wire mesh steel confinement // Structures. 2022. Vol. 45. Pp. 126–144.
17. *El-Kholy A.M., Dahish H.A.* Improved confinement of reinforced concrete columns // Ain Shams Eng. J. 2016. Vol. 7. Pp. 717–728.
18. *Chongchi Hou, Wenzhong Zheng.* Review of studies on concrete columns confined by lateral reinforcement under axial compression and lateral cyclic loading. DOI: 10.1002/suco.202200522
19. *Heon-Soo Chung, Keun-Hyeok Yang, Young-Ho Lee, Hee-Chang Eun.* Strength and ductility of laterally confined concrete columns // Canadian Journal of Civil Engineering. 2002. Vol. 29. No. 6. Pp. 820–830. DOI: 10.1139/102-084
20. *Park R., Priestley N.M.J., Gill W.D.* Ductility of Square-Confined Concrete Columns // Journal of the Structural Division List of Issues. 2021. Vol. 108. No. 4. Pp.929–950. DOI: 10.1061/JSDEAG.0005933
21. *Guadagnuolo M., Tafuro A.D.A., Faella G.* Experimental Behavior of Concrete Columns Confined by Transverse Reinforcement with Different Details // The Open Construction & Building Technology Journal. 2020. DOI: 10.2174/1874836802014010250
22. *Carrasquillo R.L., Nilson A.H., Slate F.D.* Microcracking and Behavior of High Strength Concrete Subjected to Short-Term Loading // ACI Journal. 1981. Vol. 78. No. 3. Pp.179–186.
23. *Smodi M.M., Slate F.O.* Microcracking of High and Normal Strength Concrete Under Short- and Long-Term Loading // ACI Materials Journal. 1989. Vol. 86. No. 2. Pp. 117–127.
24. *Park R., Paulay T.* Reinforced Concrete Structures. John Wiley & Sons, New York, 1975.
25. *Considera A.* Experimental Researches on Reinforced Concrete. Tr. and Arr. By Leon S. Moisseiff, McGraw Publishing Co., New York, 1903. 188 p.
26. *Richart F.E., Brandtzaeg A., Brown R.L.* The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression. University of Illinois, Engineering Experimental Station, 1929. No. 190. 72 p.
27. *Slater W.A., Lyse I.* First Progress Report on Column Tests at Lehigh University // ACI Journal. 1931. Vol. 27. Pp. 677–730.
28. *Richart F.E., Staehle G.C.* First Progress Report on Column Tests at University of Illinois // ACI Journal. 1931. Vol. 27. Pp. 731–760.
29. ACI Committee 105. Reinforced Concrete Column Investigation — Tentative Final Report of Committee 105 // ACI Journal. 1933. Vol. 29. Pp. 275–282.
30. *Richart F.E.* The Structural Effectiveness of Protective Shells on Reinforced Concrete Columns // ACI Journal. 1946. Vol. 18. No. 4. Pp. 353–363.
31. *Bjerkeli L., Tomaszewica A., Jensen J.J.* Deformation Properties and Ductility of High Strength Concrete // Utilization of High Strength Concrete — Second International Symposium. SP-121. American Concrete Institute, Detroit, 1990. Pp. 215–238.
32. *Hwee Y.S., Rangan B.V.* Studies on Commercial High-Strength Concretes // ACI Materials Journal. 1990. Vol. 87. No. 5. Pp. 440–445.
33. *Bresler B., Gilbert P.H.* Tie Requirements for Reinforced Concrete Columns // ACI Journal. 1961. Vol. 58. No. 5. Pp. 555–569.
34. *Mau S.T.* Effect of Tie Spacing on Inelastic Buckling of Reinforcing Bars // ACI Structural Journal. 1990. Vol. 87. No. 6. Pp. 671–677.
35. *Razvi S.R., Saatcioglu M.* Strength and Deformability of Confined High-Strength Concrete Columns // ACI Structural Journal. 1994. Vol. 91. No. 6. Pp. 678–687.
36. *Saatcioglu M., Razvi S.R.* Strength and Ductility of Confined Concrete // Journal of Structural Engineering. ASCE. 1992. Vol. 118. No. 6. Pp. 1590–1607.
37. Canadian Standards Association. Code for the Design of Concrete Structures for Building (CAN 3-A23.3M84). Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, 1984. 281 p.
38. *Pillai S.U., Kirk D.W.* Reinforced Concrete Design. McGraw-Hill Ryerson Limited, Toronto, 1988.
39. *Huang T.* On the Formula for Spiral Reinforcement // ACI Journal. 1964. Vol. 61. No. 3. Pp. 351–353.
40. *Issa M.A., Tobaa H.* Strength and Ductility Enhancement in High-Strength Confined Concrete // Magazine of Concrete Research. 1994. Vol. 46. No. 168. Pp. 177–189.

REFERENCES

1. American Concrete Institute. Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318–95). ACI, Detroit, 1995.
2. Canadian Standards Association. Design of Concrete Structures — Structures Design (CSA Standard A23.3–94). Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, 1994. 217 p.
3. Tamrazyan A.G. On the calculation of the bearing capacity of reinforced concrete columns taking into account the deformation diagram of confined concrete. *News of higher educational institutions. Technology of the textile industry.* 2018; 5(377):217-220. (in Russian).

4. Iyengar K.T.S.R., Desayi P., Reddy K.N. Stress-Strain Characteristics of Concrete Confined in Steel Binders. *Magazine of Concrete Research*. 1970; 22(72):173-184.
5. Mander J.B., Priestly M.J.N., Park R. Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*. ASCE. 1988; 114(8):1827-1849.
6. Tokiucu M.T. *Behavior of Reinforced Concrete Columns Confined with Circular Spirals and Hoops*. M.A.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, 1992.
7. Sheikh S.A., Tokiucu M.T. Reinforced Concrete Columns Confined by Circular Spirals and Hoops. *ACI Structural Journal*. 1993; 90(5):542-553.
8. Richart F.E., Brandtzaeg A., Brown R.L. *A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compression Stresses*. University of Illinois, Engineering Experimental Station, 1928; 185:104.
9. Lapshinov A.E., Tamrazyan A.G. To the influence of transverse reinforcement to strength and deformability of concrete compressive members reinforced with FRP reinforcement. *Building and Reconstruction*. 2018; (4):20-30. (in Russian).
10. Abdelaziz Y., Sami W. Experimental Investigation of the Confinement of Concrete Columns with Welded Wire Reinforcement. *Buildings*. 2025; 15(9):1494. DOI: 10.3390/buildings15091494
11. Mau S.T., Holland J., Hong L. Small-Column Compression Tests on Concrete Confined by WWF. *J. Struct. Eng.* 1998; 124:252-261.
12. Lambert-Aikhionbare N., Tabsh S.W. Confinement of high-strength concrete with welded wire reinforcement. *Struct. J.* 2001; 98:677-685.
13. Tabsh S.W. Stress-Strain Model for High-Strength Concrete Confined by Welded Wire Fabric. *J. Mater. Civ. Eng.* 2007; 19:286-294.
14. Tahir M.F., Khan Q.U.Z., Shabbir F., Ijaz N., Malik A.A. Performance of RC columns confined with welded wire mesh around external and internal concrete cores. *University of Engineering and Technology Taxila. Tech. J.* 2017; 22:8.
15. El-Kholy A.M., El-Mola S.A., El-Aziz M.A.A., Shaheen A.A. Effectiveness of Combined Confinement with Metal Meshes and Ties for Preloaded and Post-Heated RC Short Columns. *Arab. J. Sci. Eng.* 2018; 43:1875-1891.
16. Abadel A.A., Masmoudi R., Khan M.I. Axial behavior of square and circular concrete columns confined with CFRP sheets under elevated temperatures: Comparison with welded-wire mesh steel confinement. *Structures*. 2022; 45:126-144.
17. El-Kholy A.M., Dahish H.A. Improved confinement of reinforced concrete columns. *Ain Shams Eng. J.* 2016; 7:717-728.
18. Chongchi Hou, Wenzhong Zheng. *Review of studies on concrete columns confined by lateral reinforcement under axial compression and lateral cyclic loading*. DOI: 10.1002/suco.202200522
19. Heon-Soo Chung, Keun-Hyeok Yang, Young-Ho Lee, Hee-Chang Eun. Strength and ductility of laterally confined concrete columns. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 2002; 29(6):820-830. DOI: 10.1139/102-084
20. Park R., Priestley N.M.J., Gill W.D. Ductility of Square-Confined Concrete Columns. *Journal of the Structural Division List of Issues*. 2021; 108(4):929-950. DOI: 10.1061/JSDEAG.0005933
21. Guadagnuolo M., Tafuro A.D.A., Faella G. Experimental Behavior of Concrete Columns Confined by Transverse Reinforcement with Different Details. *The Open Construction & Building Technology Journal*. 2020. DOI: 10.2174/1874836802014010250
22. Carrasquillo R.L., Nilson A.H., Slate F.D. Microcracking and Behavior of High Strength Concrete Subjected to Short-Term Loading. *ACI Journal*. 1981; 78(3):179-186.
23. Smodi M.M., Slate F.O. Microcracking of High and Normal Strength Concrete Under Short- and Long-Term Loading. *ACI Materials Journal*. 1989; 86(2):117-127.
24. Park R., Paulay T. *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons, New York, 1975.
25. Considere A. *Experimental Researches on Reinforced Concrete*. Tr. and Arr. By Leon S. Moisseiff, McGraw Publishing Co., New York, 1903; 188.
26. Richart F.E., Brandtzaeg A., Brown R.L. *The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression*. University of Illinois, Engineering Experimental Station, 1929; 190:72.
27. Slater W.A., Lyse I. First Progress Report on Column Tests at Lehigh University. *ACI Journal*. 1931; 27:677-730.
28. Richart F.E., Staehle G.C. First Progress Report on Column Tests at University of Illinois. *ACI Journal*. 1931; 27:731-760.
29. ACI Committee 105. Reinforced Concrete Column Investigation — Tentative Final Report of Committee 105. *ACI Journal*. 1933; 29:275-282.
30. Richart F.E. The Structural Effectiveness of Protective Shells on Reinforced Concrete Columns. *ACI Journal*. 1946; 18(4):353-363.
31. Bjerke L., Tomaszewica A., Jensen J.J. *Deformation Properties and Ductility of High Strength Concrete. Utilization of High Strength Concrete — Second International Symposium. SP-121*. American Concrete Institute, Detroit, 1990; 215-238.

32. Hwee Y.S., Rangan B.V. Studies on Commercial High-Strength Concretes. *ACI Materials Journal*. 1990; 87(5):440-445.
33. Bresler B., Gilbert P.H. Tie Requirements for Reinforced Concrete Columns. *ACI Journal*. 1961; 58(5):555-569.
34. Mau S.T. Effect of Tie Spacing on Inelastic Buckling of Reinforcing Bars. *ACI Structural Journal*. 1990; 87(6):671-677.
35. Razvi S.R., Saatcioglu M. Strength and Deformability of Confined High-Strength Concrete Columns. *ACI Structural Journal*. 1994; 91(6):678-687.
36. Saatcioglu M., Razvi S.R. Strength and Ductility of Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*. ASCE. 1992; 118(6):1590-1607.
37. Canadian Standards Association. Code for the Design of Concrete Structures for Building (CAN 3-A23.3M84). Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, 1984; 281.
38. Pillai S.U., Kirk D.W. *Reinforced Concrete Design*. McGraw-Hill Ryerson Limited, Toronto, 1988.
39. Huang T. On the Formula for Spiral Reinforcement. *ACI Journal*. 1964; 61(3):351-353.
40. Issa M.A., Tobaa H. Strength and Ductility Enhancement in High-Strength Confined Concrete. *Magazine of Concrete Research*. 1994; 46(168):177-189.



УДК 624.046.2

DOI: 10.22227/2949-1622.2025.3.21-27

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Несущая способность изгибаемых железобетонных балок при коррозионных повреждениях сжатой зоны

А.Г. Тамразян^{1*}, Г.А. Садоян¹

¹ Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация

*tamrazian@mail.ru

Ключевые слова: железобетонные балки, несущая способность, коррозия сжатой зоны

История статьи

Поступила в редакцию: 12.06.2025

Доработана: 17.07.2025

Принята к публикации: 20.07.2025

Для цитирования

Тамразян А.Г., Садоян Г.А. Несущая способность изгибаемых железобетонных балок при коррозионных повреждениях сжатой зоны // Железобетонные конструкции. 2025. Т. 11. № 3. С. 21–27.

Аннотация. Железобетон является основным конструкционным материалом для строительства зданий и сооружений различного назначения. Одной из ключевых характеристик, определяющих безопасность, долговечность и надежность таких конструкций, является их несущая способность. Основным фактором снижения несущей способности железобетонных конструкций являются коррозионные воздействия, представляющие наибольшую опасность для изгибаемых конструкций. Рассматривается влияние хлоридных коррозионных повреждений бетона сжатой зоны на несущую способность изгибаемых железобетонных балок. Установлено, что коррозионные повреждения сжатой зоны бетона ведут к снижению прочностных характеристик сжатой зоны, что приводит к снижению несущей способности изгибаемой железобетонной балки в целом. Также вследствие коррозии из работы выключается арматура сжатой зоны, что также приводит к снижению несущей способности изгибаемой балки.

Bearing Capacity of Flexural Reinforced Concrete Beams with Corrosion Damage in the Compression Zone

А.Г. Tamrazyan^{1*}, H.A. Sadoyan¹

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

* tamrazian@mail.ru

Keywords: reinforced concrete beams, load-bearing capacity, compression zone corrosion

Article history

Received: 12.06.2025

Revised: 17.07.2025

Accepted: 20.07.2025

Abstract. Reinforced concrete is the primary structural material for the construction of buildings and structures of various purposes. One of the key characteristics determining the safety, durability, and reliability of such structures is their load-bearing capacity. The main factor reducing the load-bearing capacity of reinforced concrete structures is corrosion, which poses the greatest threat to flexural members. This paper examines the influence of chloride-induced corrosion damage in the concrete compression zone on the load-bearing capacity of reinforced concrete flexural beams.

Аиот Георгиевич Тамразян, член-корреспондент РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 2636-2447, Scopus: 55975413900, ResearcherID: T-1253-2017, ORCID: 0000-0003-0569-4788, E-mail: Tamrazian@mail.ru

Гамлет Андраникович Садоян, аспирант, преподаватель кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 6501-5112, E-mail: sadoyangamlet@mail.ru

© Тамразян А.Г., Садоян Г.А., 2025



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

For citation

Tamrazyan A.G., Sadoyan H.A. Bearing Capacity of Flexural Reinforced Concrete Beams with Corrosion Damage in the Compression Zone. *Reinforced concrete structures*. 2025; 3(11):21-27.

It has been established that corrosion damage in the concrete compression zone leads to a degradation of its strength properties, which, in turn, results in a reduction of the beam's overall load-bearing capacity. Furthermore, corrosion leads to the disengagement of the compression reinforcement from carrying load, which also contributes to the reduction of the flexural member's load-bearing capacity.

ВВЕДЕНИЕ

Различные труды российских и зарубежных авторов показывают, что основным фактором, приводящим к снижению эксплуатационных качеств и преждевременному выходу конструкций из строя, является коррозия арматуры. Значительный объем исследований традиционно был сосредоточен на коррозии растянутой арматуры, поскольку именно она в первую очередь воспринимает изгибающие моменты [1–3].

При этом достаточно малоизученным остается вопрос влияния коррозионных воздействий на сжатую зону изгибаемой железобетонной балки, которая может привести к повреждениям бетона сжатой зоны, а также коррозионным повреждениям арматуры сжатой зоны [4–6].

Коррозионные повреждения сжатой зоны приводят к ряду негативных последствий: уменьшается эффективная площадь бетона, воспринимающего сжимающие усилия, снижается прочность и деформативность бетона, нарушается условие совместной работы арматуры и бетона, а также уменьшается площадь арматуры сжатой зоны, что в комплексе может спровоцировать хрупкое разрушение элемента по сжатой зоне [7, 8].

Одним из наиболее распространенных видов коррозионных воздействий на сжатую зону бетона является хлоридная коррозия, приводящая к значительным потерям несущей способности изгибаемой железобетонной балки [9, 10].

Существующие модели учета коррозионных повреждений сжатой зоны бетона являются достаточно трудоемкими, в частности, проблемным является определение нижних границ поврежденной части и переходной зоны (рис. 1). Также трудности вызывает функция определения коэффициента изменения прочностных характеристик бетона в переходной зоне. В соответствии с этим применение данных методов требует большого количества исходных данных.

Целью данной работы являются оценка влияния коррозионных повреждений бетона и арматуры сжатой зоны на прочностные и деформационные характеристики изгибаемых железобетонных балок и разработка методики расчета их несущей способности.

В рамках данной работы давление продуктов коррозии арматуры сжатой зоны условно не учитывается.

Ashot G. Tamrazyan, corresponding Member of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (RAACS), Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 2636-2447, Scopus: 55975413900, ResearcherID: T-1253-2017, ORCID: 0000-0003-0569-4788, E-mail: tamrazian@mail.ru

Hamlet A. Sadoyan, postgraduate Student, Lecturer at the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 6501-5112, E-mail: sadoyangamlet@mail.ru

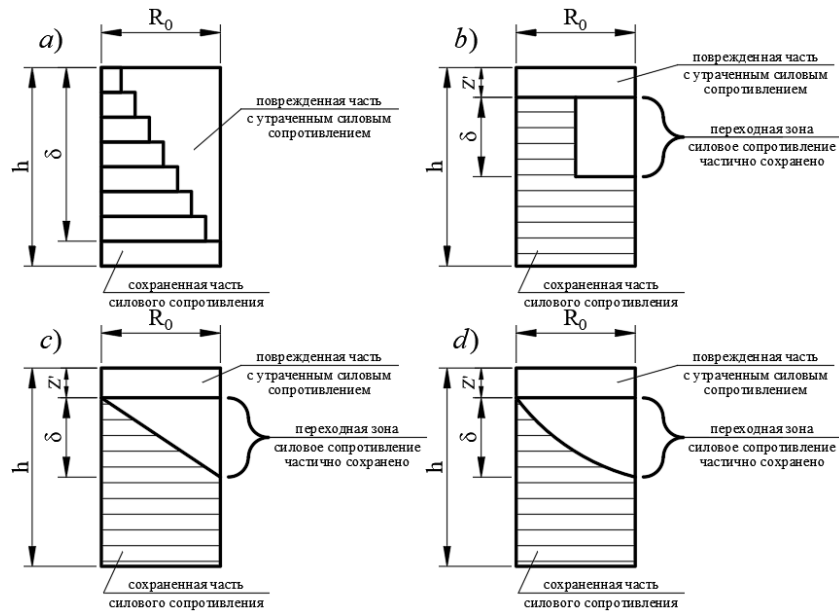


Рис. 1. Модели коррозионно-поврежденных бетонных элементов:

a — Е.А. Гузеева [11, 12]; *b* — П.Г. Комохова [13]; *c* — В.И. Римшина [14]; *d* — В.М. Бондаренко [15, 16], Е.А. Ларионова [17]

Fig. 1. Models of corrosion-damaged concrete elements:

a — E.A. Guzeev [11, 12]; *b* — P.G. Komokhov [13]; *c* — V.I. Rimshin [14]; *d* — V.M. Bondarenko [15, 16], E.A. Larionov [17]

МЕТОД

Более прикладными к решению данного рода задач являются модели, предложенные В.П. Селяевым [18], согласно которым выделяются 2 зоны: поврежденная и неповрежденная (рис. 2). Несмотря на ряд преимуществ, данные модели не учитывают работу сжатой арматуры.

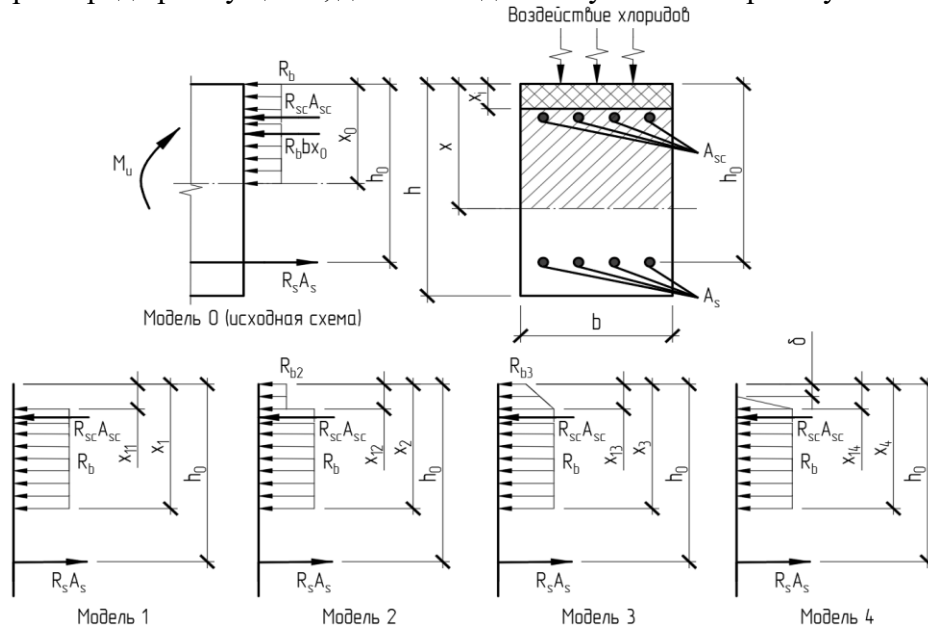


Рис. 2. Напряженно-деформированное состояние сжатой зоны изгибаемого железобетонного элемента без учета работы сжатой арматуры, предложенное В.П. Селяевым [18]

Fig. 2. The stress-strain state of the compression zone in a flexural reinforced concrete element, excluding the contribution of the compression reinforcement, as proposed by V.P. Selyaev [18]

Снижение несущей способности балки определяется тремя ключевыми параметрами: степенью снижения прочности бетона в корродированных слоях, глубиной распространения повреждения и видом коррозионного воздействия [3, 4].

При высоко агрессивной коррозионной среде прочность бетона может снизиться до 5–15 % от первоначальной уже в первые 50–200 суток. Учитывая, что проектный срок службы таких конструкций исчисляется десятилетиями, для расчетов прочность корродированного бетона можно считать равной нулю [18].

Для анализа рассмотрим следующую балку, представленную на рис. 3.

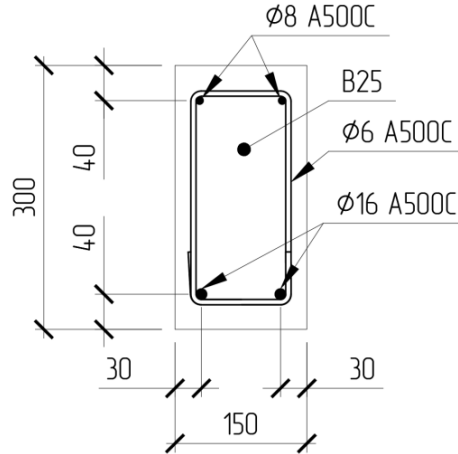


Рис. 3. Сечение рассматриваемой балки
Fig. 3. Cross-section of the beam under study

Основным методом расчета изгибаемых железобетонных балок, согласно российским нормам, является метод предельных состояний [19, 20], в соответствии с которым расчет по прочности нормальных сечений производится по следующей формуле:

$$M \leq M_{ult}. \tag{1}$$

где M — изгибающий момент от внешней нагрузки;

M_{ult} — предельный изгибающий момент, который сечение способно воспринять, определяемый по формуле:

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'), \tag{2}$$

где x — высота сжатой зоны бетона, определяемая по следующей формуле:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A_{sc}}{R_b \cdot b}; \tag{3}$$

h_0 — рабочая высота сечения балки.

Формула (4) справедлива при выполнении следующего условия:

$$\zeta = \frac{x}{h_0} \leq \zeta_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}}, \tag{4}$$

где ζ — относительная высота сжатой зоны бетона;

$\varepsilon_{s,el}$ — относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях R_s ;

ε_{b2} — относительная деформация сжатого бетона при напряжениях R_b при непродолжительном действии нагрузки.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

На рис. 4 представлена зависимость предельного момента, который балка способна воспринять, от глубины проникновения хлоридов.

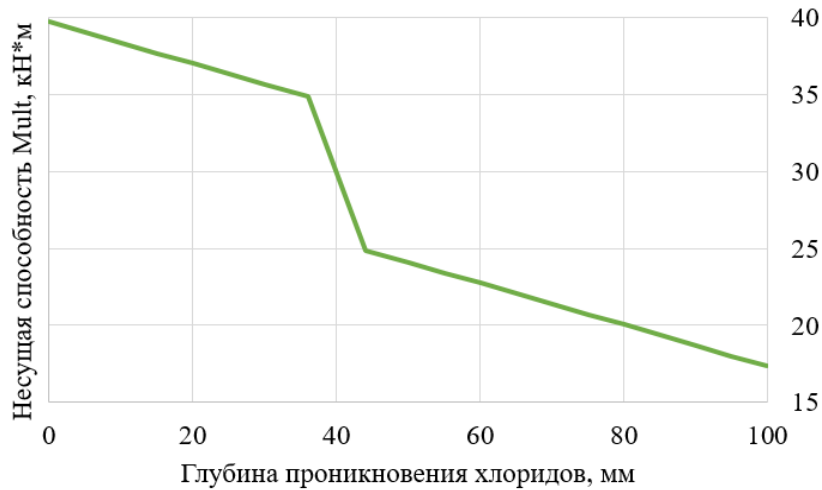


Рис. 4. Зависимость несущей способности M_{ult} от глубины проникновения хлоридов

Fig. 4. Dependence of the load-bearing capacity M_{ult} on the chloride penetration depth

Резкое падение графика при глубине проникновения хлоридов от 36 до 44 мм связано с выключением из работы арматуры сжатой зоны бетона (см. рис. 4).

Несущая способность по нормальным сечениям до проникновения хлоридов составляет 39,69 кН·м, перед выключением из работы сжатой арматуры 34,85 кН·м (87,8 % от исходного), после выключения сжатой арматуры 24,89 кН·м (62,7 % от исходного), при проникновении хлоридов на 100 мм в сжатую зону 17,36 кН·м (43,7 % от исходного).

Вместе с тем хрупкого разрушения балки при глубине проникновения хлоридов, равной 100 мм, не происходит, предельное значение относительной высоты сжатой зоны $\xi_R = 0,509$ (рис. 5).

Хрупкое разрушение балки может произойти только после дальнейшего распространения воздействия хлоридов на глубину 139 мм.

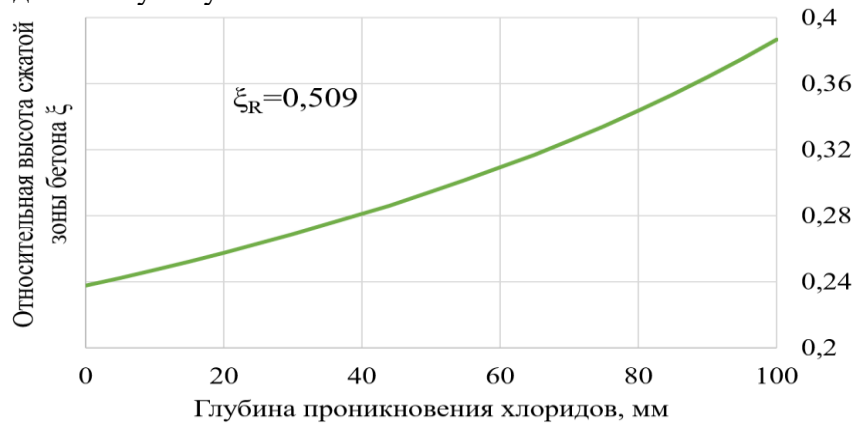


Рис. 5. Зависимость относительной высоты сжатой зоны ξ от глубины проникновения хлоридов

Fig. 5. Dependence of the relative depth of the compression zone ξ on the chloride penetration depth

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проведенный анализ показывает, что коррозионные повреждения сжатой зоны изгибаемых железобетонных балок приводят к значительным снижениям их несущей способности.

При этом установлено, что выключение из работы арматуры сжатой зоны приводит к резкому снижению несущей способности изгибаемой железобетонной балки, что может привести к критическим последствиям для конструкций, эксплуатируемых в агрессивных средах.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Тамразян А.Г., Садоян Г.А. Несущая способность изгибаемых железобетонных плит при местных изменениях прочности бетона // Строительство и реконструкция. 2025. № 3 (119). С. 99–110.
2. Тамразян А.Г., Мацевич Т.А. Анализ надежности железобетонной плиты с корродированной арматурой // Строительство и реконструкция. 2022. № 1 (99). С. 89–98.
3. Тамразян А.Г. Вероятностный метод расчета долговечности железобетонных конструкций, подверженных воздействию хлоридов // Актуальные проблемы строительной отрасли и образования – 2021 : сб. докладов II Нац. науч. конф., Москва, 08 декабря 2021 года. М. : МГСУ, 2022. С. 100–106.
4. Тамразян А.Г., Садоян Г.А. Прогнозирование срока службы изгибаемых железобетонных конструкций на основе оценки надежности их технического состояния // Инженерный вестник Дона. 2024. № 6 (114). С. 429–442.
5. Фролов Н.В. Экспериментальные исследования кинематики развития коррозионных повреждений бетона в изгибаемых железобетонных элементах при силовых и средовых воздействиях // Вестник БГТУ имени В.Г. Шухова. 2020. № 2. С. 34–43.
6. Смоляго Г.А., Фролов Н.В., Дронов А.В. Анализ коррозионных повреждений эксплуатируемых изгибаемых железобетонных конструкций зданий и сооружений // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2019. № 1. С. 52–57.
7. Курченко Н.С., Гришков В.А. К оценке жесткости коррозионно-повреждаемых железобетонных балок // ИВД. 2022. № 9 (93). С. 112–123.
8. Никитин С.Е. Оценка долговечности коррозионно-поврежденных железобетонных конструкций на базе диахронной модели деформирования // Современные проблемы науки и образования. 2012. № 2. С. 242.
9. Леонович С.Н., Прасол А.В. Железобетон в условиях хлоридной коррозии: деформирование и разрушение // Строительные материалы. 2013. № 5. С. 94–95.
10. Шалый Е.Е., Ким Л.В. Хлоридная коррозия морского бетона // Вестник Инженерной школы Дальневосточного федерального университета. 2018. № 2 (35). С. 101–110.
11. Гузеев Е.А., Савицкий Н.В. Расчет железобетонных конструкций с учетом кинетики коррозии бетона третьего вида // Коррозионная стойкость бетона, арматуры и железобетона в агрессивных средах : сб. М., 1988. С. 16–19.
12. Гузеев Е.А., Савицкий Н.В., Тютюк А.А. Расчет напряженно-деформированного состояния нормальных сечений железобетонных изгибаемых элементов с учетом кинетики сульфатной коррозии бетона // Защита бетона и железобетона от коррозии : сб. М. : НИИЖБ Госстроя СССР, 1990. С. 59–66.
13. Чутчев О.Б. Развитие предложений по оценке остаточного силового сопротивления железобетонных конструкций от воздействия несиловых факторов в процессе эксплуатации // Вестник РААСН. 2005. № 9. С. 465–469.
14. Римшин В.И. О восстановлении силового сопротивления железобетона при реконструкции сооружений // Синэргобетонирование изделий и конструкций : Междунар. науч.-техн. конф. Владимир : ВГУ, 1997. С. 68–70.
15. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. М. : Изд-во АСВ, 2004. 471 с.
16. Бондаренко В.М., Ивахнюк В.А. Фрагменты теории силового сопротивления бетона, поврежденного коррозией // Бетон и железобетон. 2003. № 5. С. 21–23.
17. Ларионов Е.А. Несущая способность изгибаемого железобетонного элемента при коррозионных повреждениях // Вестник МГСУ. 2014. № 7. С. 51–63.
18. Селяев В.П., Селяев П.В., Сорокин Е.В., Кечуткина Е.Л. Прогнозирование долговечности железобетонных изгибаемых элементов методом деградиационных функций // Жилищное строительство. 2014. № 12. С. 8–18.
19. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М. : Стройиздат, 1996. 416 с.
20. Колчунов В.И. Модель расчета параметров предельных состояний железобетонных конструкций // Строительство и реконструкция. 2025. № 2. С. 4–13.

REFERENCES

1. Tamrazyan A.G., Sadoyan G.A. Nesuschaya sposobnost' izgibaemykh zhelezobetonnykh plit pri mestnykh izmeneniyakh prochnosti betona. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2025; 3(119):99-110. (in Russian).
2. Tamrazyan A.G., Matsevich T.A. Analiz nadezhnosti zhelezobetonnoi plity s korrodivovannoi armaturoi. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2022; 1(99):89-98. (in Russian).
3. Tamrazyan A. G. Veroyatnostnyi metod rascheta dolgovechnosti zhelezobetonnykh konstruksii, podverzhenykh vozdeistviyu khloridov. *Aktual'nye problemy stroitel'noi otrasli i obrazovaniya – 2021 : Sbornik dokladov Vtoroi Natsional'noi nauchnoi konferentsii, Moskva, 08 dekabrya 2021 goda*. Moscow, Natsional'nyi issledovatel'skii Moskovskii gosudarstvennyi stroitel'nyi universitet, 2022; 100-106. (in Russian).
4. Tamrazyan A.G., Sadoyan G.A. Prognozirovaniye sroka sluzhby izgibaemykh zhelezobetonnykh konstruksii na osnove otsenki nadezhnosti ikh tekhnicheskogo sostoyaniya. *Inzhenernyi vestnik Dona*. 2024; 6(114):429-442. (in Russian).
5. Frolov N.V. Eksperimental'nye issledovaniya kinematiki razvitiya korrozionnykh povrezhdenii betona v izgibaemykh zhelezobetonnykh elementakh pri silovykh i sredovykh vozdeistviyakh. *Vestnik BGTU imeni V.G. Shukhova*. 2020; 2:34-43. (in Russian).
6. Smolyago G.A., Frolov N.V., Dronov A.V. Analiz korrozionnykh povrezhdenii ekspluatiruemykh izgibaemykh zhelezobetonnykh konstruksii zdaniy i sooruzhenii. *Vestnik Belgorodskogo gosudarstvennogo tekhnologicheskogo universiteta im. V.G. Shukhova*. 2019; 1:52-57. (in Russian).
7. Kurchenko N.S., Grishkov V.A. K otsenke zhestkosti korrozionno-povrezhdaemykh zhelezobetonnykh balok. *Inzhenernyi vestnik Dona*. 2022; 9(93):112-123. (in Russian).
8. Nikitin S.E. Otsenka dolgovechnosti korrozionno-povrezhdennykh zhelezobetonnykh konstruksii na baze diakhronnoi modeli deformirovaniya. *Sovremennyye problemy nauki i obrazovaniya*. 2012; 2:242. (in Russian).
9. Leonovich S.N., Prasol A.V. Zhelezobeton v usloviyakh khlornoj korrozii: deformirovanie i razrushenie. *Stroitel'nye materialy*. 2013; 5:94-95. (in Russian).
10. Shalyi E.E., Kim L.V. Khlornaya korroziya morskogo betona. *Vestnik Inzhenernoi shkoly Dal'nevostochnogo federal'nogo universiteta*. 2018; 2(35):101-110. (in Russian).
11. Guzeev E.A., Savitskii N.V. Raschët zhelezobetonnykh konstruksii s uchyotom kinetiki korrozii betona tret'ego vida. *Korroziionnaya stoikost' betona, armatury i zhelezobetona v aggressivnykh sredakh : Sbornik*. Moscow, 1988; 16-19. (in Russian).
12. Guzeev E.A., Savitskii N.V., Tytyuk A.A. Raschët napryazhönno-deformirovannogo sostoyaniya normal'nykh sechenii zhelezobetonnykh izgibaemykh elementov s uchyotom kinetiki sul'fatnoi korrozii betona. *Zashchita betona i zhelezobetona ot korrozii : Sbornik*. Moscow, NIIZhB Gosstroya SSSR, 1990; 59-66. (in Russian).
13. Chupichev O. B. Razvitie predlozhenii po otsenke ostatochnogo silovogo soprotivleniya zhelezobetonnykh konstruksii ot vozdeistviya nesilovykh faktorov v protsesse ekspluatatsii. *Vestnik RAASN*. 2005; 9:465-469. (in Russian).
14. Rimshin V.I. O vosstanovlenii silovogo soprotivleniya zhelezobetona pri rekonstruktsii sooruzhenii. *Sinergo-betonirovanie izdelii i konstruksii : Mezhdunarodnaya nauchno-tekhnicheskaya konferentsiya*. Vladimir, Vladimirsii gosudarstvennyi universitet, 1997; 68-70. (in Russian).
15. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. *Raschetnye modeli silovogo soprotivleniya zhelezobetona*. Moscow, Izdatel'stvo ASV, 2004; 471. (in Russian).
16. Bondarenko V.M., Ivakhnyuk V.A. Fragmenty teorii silovogo soprotivleniya betona, povrezhdönno korroziei. *Beton i zhelezobeton*. 2003; 5:21-23. (in Russian).
17. Larionov E.A. Nesuschaya sposobnost' izgibaemogo zhelezobetonnogo elementa pri korrozionnykh povrezhdeniyakh. *Vestnik MGSU*. 2014; 7:51-63. (in Russian).
18. Selyaev V.P., Selyaev P.V., Sorokin E.V., Kechutkina E.L. Prognozirovaniye dolgovechnosti zhelezobetonnykh izgibaemykh elementov metodom degradatsionnykh funktsii. *Zhilishchnoe stroitel'stvo*. 2014; 12:8-18. (in Russian).
19. Karpenko N.I. *Obshchie modeli mekhaniki zhelezobetona*. Moscow, Stroiizdat, 1996; 416. (in Russian).
20. Kolchunov V.I. Model' rascheta parametrov predel'nykh sostoyanii zhelezobetonnykh konstruksii. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2025; 2:4-13.



УДК 69.07

DOI: 10.22227/2949-1622.2025.3.28-40

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Несущая способность полимеркомпозитно усиленных изгибаемых железобетонных элементов в условиях воздействия коррозионной среды

В.И. Римшин¹, Л.А. Сулейманова², П.А. Амелин^{2*}

¹ Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация

² Белгородский государственный технологический университет имени В.Г. Шухова, Белгород, Российская Федерация

* p.amelin@inbox.ru

Ключевые слова: железобетонные конструкции, внешнее армирование, композитные материалы, углепластик, коррозионная среда, несущая способность, усиление балок, долговечность

История статьи

Поступила в редакцию: 27.06.2025

Доработана: 02.07.2025

Принята к публикации: 04.07.2025

Для цитирования

Римшин В.И., Сулейманова Л.А., Амелин П.А. Несущая способность полимеркомпозитно усиленных изгибаемых железобетонных элементов в условиях воздействия коррозионной среды // Железобетонные конструкции. 2025. Т. 11. № 3. С. 28–40.

Аннотация. Проблема обеспечения долговечности железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в агрессивных средах, остается чрезвычайно актуальной. Коррозия арматуры, вызванная воздействием хлоридов, приводит к значительному снижению несущей способности и требует дорогостоящего ремонта. Перспективной альтернативой традиционным методам усиления стальными элементами является применение композитных материалов на основе углеродного волокна (CFRP), обладающих высокой прочностью и коррозионной стойкостью. Однако их долговечность в условиях длительного воздействия агрессивных сред изучена недостаточно. Целью данного исследования являлась экспериментальная оценка эффективности усиления изгибаемых железобетонных элементов углепластиком и влияния на них хлоридсодержащей среды. Методика включала испытания серий балок с различной схемой армирования: без усиления, усиленные до коррозии и усиленные после предварительного коррозионного воздействия. Для ускоренной коррозии применялся электрохимический метод. Результаты подтвердили, что коррозия арматуры снижает несущую способность балок на 50–60 %. Усиление CFRP позволило повысить ее на 52 %, изменив характер разрушения с нормального на наклонное сечение. Ключевым выводом является то, что внешнее композитное армирование эффективно защищает конструкцию, однако повторная коррозия усиленного элемента вызывает рост внутренних напряжений и образование трещин в бетоне из-за накопления продуктов коррозии. Исследование подчеркивает необходимость учета этих факторов для обеспечения долговечности усиленных конструкций.

Владимир Иванович Римшин, член-корреспондент РААСН, доктор технических наук, профессор, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 9629-5322, Scopus: 56258934600, ORCID: 0000-0002-9084-4105, E-mail: v.rimshin@niisf.ru

Людмила Александровна Сулейманова, доктор технических наук, профессор, Белгородский государственный технологический университет имени В.Г. Шухова, 308012, г. Белгород, ул. Костюкова, д. 46; eLIBRARY SPIN-код: 7156-3920, Scopus: 55876997500, ResearcherID: I-3971-2018, ORCID: 0000-0002-1180-558X, E-mail: ludmilasuleimanova@yandex.ru

Павел Андреевич Амелин, кандидат технических наук, старший преподаватель, Белгородский государственный технологический университет имени В.Г. Шухова, 308012, г. Белгород, ул. Костюкова, д. 46; eLIBRARY SPIN-код: 8237-9002, Scopus: 57212551021, ORCID: 0000-0002-7104-3214, E-mail: p.amelin@inbox.ru

© Римшин В.И., Сулейманова Л.А., Амелин П.А., 2025



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

Bearing Capacity of Polymer-Composite Strengthened Bent Reinforced Concrete Elements under Conditions of Exposure to a Corrosive Environment

Vladimir I. Rimshin¹, Lyudmila A. Suleymanova², Pavel A. Amelin^{2*}

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

² Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov, Belgorod, Russian Federation

* p.amelin@inbox.ru

Keywords: reinforced concrete structures, external reinforcement, composite materials, carbon fiber, corrosive environment, load-bearing capacity, reinforcement of beams, durability

Article history

Received: 30.05.2025

Revised: 05.06.2025

Accepted: 07.06.2025

For citation

Rimshin V.I., Suleymanova L.A., Amelin P.A. Bearing Capacity of Polymer-Composite Strengthened Bent Reinforced Concrete Elements under Conditions of Exposure to a Corrosive Environment. *Reinforced concrete structures*. 2025; 3(11):28-40.

Abstract. The problem of ensuring the durability of reinforced concrete structures operating in aggressive environments remains extremely relevant. Corrosion of the reinforcement caused by exposure to chlorides leads to a significant decrease in load-bearing capacity and requires expensive repairs. A promising alternative to traditional methods of reinforcement with steel elements is the use of carbon fiber-based composite materials (CFRP), which have high strength and corrosion resistance. However, their durability under long-term exposure to aggressive environments has not been sufficiently studied. The purpose of this study was to experimentally evaluate the effectiveness of reinforcing bent reinforced concrete elements with carbon fiber and the effect of a chloride-containing environment on them. The methodology included testing a series of beams with different reinforcement schemes: without reinforcement, reinforced before corrosion, and reinforced after preliminary corrosion. An electrochemical method was used to accelerate corrosion. The results confirmed that rebar corrosion reduces the bearing capacity of the blocks by 50–60 %. The CFRP enhancement allowed it to be increased by 52 %, changing the nature of the fracture from a normal to an inclined section. The key conclusion is that the external composite reinforcement effectively protects the structure, however, repeated corrosion of the reinforced element causes an increase in internal stresses and the formation of cracks in concrete due to the accumulation of corrosion products. The study highlights the need to take these factors into account to ensure the durability of reinforced structures.

ВВЕДЕНИЕ

Проблема обеспечения долговечности и несущей способности железобетонных конструкций, эксплуатируемых в агрессивных средах, является одной из наиболее актуальных задач современного строительства. По оценкам специалистов, ежегодные затраты на восстановление и ремонт железобетонных конструкций, поврежденных коррозией, составляют 0,3–1,3 % на объектах длительного срока службы [1–3].

Коррозионное воздействие хлоридсодержащих сред приводит к деградации арматуры и бетона, снижению прочностных и деформативных характеристик конструкций. Теоретическим и экспериментальным исследованиям изгибаемых железобетонных элементов при совместном действии эксплуатационных и средовых нагрузок посвящены работы В.М. Бондаренко, В.И. Римшина, А.Г. Тамразяна, В.И. Колчунова, И.Г. Овчинникова, Г.А. Смоляго, В.П. Селяева, С.Н. Леоновича и др. [4–12].

Vladimir I. Rimshin, Corresponding Member of the Russian Academy of Natural Sciences, Doctor of Technical Sciences, Professor, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 9629-5322, Scopus: 56258934600, ORCID: 0000-0002-9084-4105, E-mail: v.rimshin@niisf.ru

Lyudmila A. Suleymanova, Doctor of Technical Sciences, Professor, Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov, 46 Kostyukova St., Belgorod, 308012, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 7156-3920, Scopus: 55876997500, ResearcherID: I-3971-2018, ORCID: 0000-0002-1180-558X, E-mail: ludmilasuleimanova@yandex.ru

Pavel A. Amelin, Candidate of Technical Sciences, Senior Lecturer, Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov, 46 Kostyukova St., Belgorod, 308012, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 8237-9002, Scopus: 57212551021, ORCID: 0000-0002-7104-3214, E-mail: p.amelin@inbox.ru

Традиционные методы усиления железобетонных конструкций с использованием стальных элементов имеют существенные ограничения, связанные с подверженностью коррозии, большой массой и сложностью монтажа [13–16]. В последние десятилетия активно развивается технология усиления с применением полимеркомпозитных материалов на основе углеродных волокон (CFRP — Carbon Fiber Reinforced Polymer), которые обладают высокой прочностью, малым весом и коррозионной стойкостью [17, 18].

Многочисленные исследования подтверждают высокую эффективность применения полимеркомпозитного усиления изгибаемых железобетонных элементов. Вопросы полимеркомпозитного усиления железобетонных конструкций изучены в работах В.И. Римшина, Д.Р. Маиляна, В.И. Морозова, С.И. Меркулова, Toutanji, Chotickai и др. Исследования показали, что внешнее армирование углепластиком позволяет повысить несущую способность балок на 50–150 % в зависимости от схемы усиления и процента армирования [19–22]. Композитные материалы сохраняют свою эффективность при длительной эксплуатации в нормальных условиях [22–26].

Однако вопрос долговечности систем усиления CFRP в агрессивных средах остается недостаточно изученным. Некоторые исследования указывают на возможную деградацию композитных материалов и контактной зоны бетон-композит при воздействии хлоридов, повышенной температуры и влажности. Работы Al-Osta [27] показали, что коррозионная среда может снижать эффективность CFRP-усиления корродированных балок. Исследования Ofoegbu [28] выявили электрохимическую активность CFRP в хлоридсодержащих растворах, что может влиять на долговечность системы. Большинство исследований фокусируется на усилении уже корродированных конструкций, в то время как поведение CFRP-систем, установленных на неповрежденные элементы и затем подвергнутых воздействию агрессивной среды, изучено недостаточно.

Целью исследования является оценка эффективности усиления изгибаемых железобетонных элементов композитными материалами на основе углеродного волокна и исследование влияния хлоридсодержащей среды на несущую способность усиленных конструкций.

Для достижения поставленной цели решались следующие задачи:

- провести экспериментальные исследования несущей способности железобетонных изгибаемых элементов;
- провести анализ изменения несущей способности сечения после коррозионного повреждения и полимеркомпозитного усиления;
- провести анализ влияния повторного воздействия агрессивной среды на усиленную конструкцию.

МЕТОД

Для реализации поставленных задач была разработана программа испытаний, включающая оценку объема и числа тестируемых образцов, их размеров и механических характеристик, а также подготовку необходимого оборудования, инструментов и измерительных устройств. Были изготовлены как основные, так и вспомогательные опытные образцы. Экспериментальные исследования охватывали следующие виды испытаний:

- испытания для определения механических свойств используемых материалов;
- продолжительные испытания образцов в условиях воздействия агрессивной среды;
- усиление и испытание усиленной композитными материалами конструкции.

В рамках реализации исследовательских задач сформирована экспериментальная программа, предусматривающая проведение испытаний трех серий элементов и образцов, в том числе следующих типов испытаний:

- испытание балок класса В25 и размером $100 \times 100 \times 400$ на прочность, сжатие, изгиб, определение начального модуля упругости в количестве 3 шт. на серию;

- испытание вспомогательных образцов в виде полос ламелей в количестве 3 шт. на серию;
- испытание вспомогательных образцов в виде арматуры в количестве 3 шт. на серию;
- испытание железобетонных призм балок с арматурой диаметром 12 мм, поврежденной в результате коррозии в количестве 3 шт. на серию;
- испытание усиленных железобетонных призм балок с арматурой диаметром 12 мм, поврежденной в результате коррозии в количестве 3 шт. на серию;
- испытание повторно подвергшихся воздействию агрессивной среды усиленных железобетонных призм балок с арматурой диаметром 12 мм, поврежденной в результате коррозии в количестве 3 шт. на серию.

Опытные образцы представляли собой железобетонные балки прямоугольного сечения, выполненные в деревянной опалубке, размером $100 \times 100 \times 400$ мм (рис. 1, *a*). Бетон класса В25 изготавливался из портландцемента марки ПЦ 500 П-42,5, мелкого заполнителя с модулем крупности 1,25 и крупного заполнителя фракции 5–20 мм с плотностью зерен 1650 кг/м^3 (рис. 1, *b*). Состав бетонной смеси на 1 м^3 : портландцемент ПЦ 500 П-42,5 — 346 кг; песок — 612 кг; щебень — 1330 кг; вода — 160 л. После набора прочности образцы без арматуры были помещены в 6%-ный раствор NaCl для воздействия на них агрессивной среды. На протяжении 336 ч находились в 50-литровых ваннах с солью.

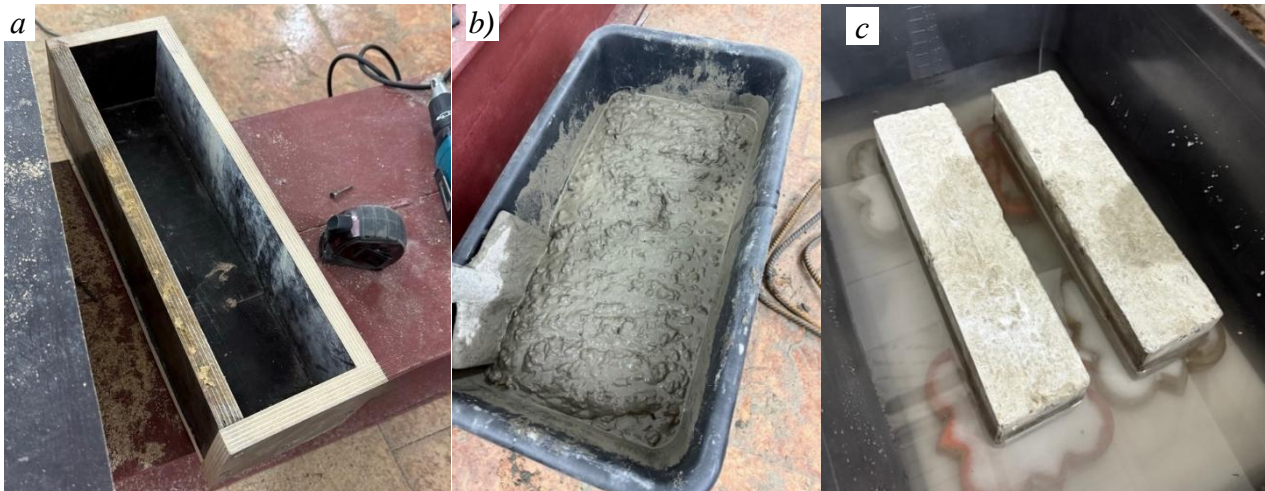


Рис. 1. Процесс изготовления экспериментальных образцов: *a* — опалубка; *b* — бетонная смесь; *c* — насыщение образцов солевым раствором

Fig. 1. The process of manufacturing experimental samples: *a* — formwork; *b* — concrete mixture; *c* — saturation of samples with saline solution

Для оценки прочностных характеристик бетонных призм в исходном состоянии были проведены всесторонние испытания на сжатие и изгиб в соответствии с ГОСТ 10180–2012, а также для определения начального модуля упругости согласно ГОСТ 24452–80. Испытания на осевое сжатие (рис. 2, *a*) проводились на гидравлическом прессовом оборудовании WEW-600D с управлением нагрузкой и фиксацией результатов в режиме реального времени. Продольные деформации бетона фиксировались с использованием индикаторов часового типа МИГ-1 с делением шкалы 0,001 мм. Бетонную призму на растяжение с изгибом испытывали на прессе гидравлическом ПГМ-1000МГ4 (рис. 2, *b*). Стенд для испытания на изгиб оснащен двумя опорами, которые фиксируют бетонную призму на его концах.

Армирование балок выполнялось стержнями класса А500С диаметром 12 мм. Было реализовано три схемы армирования: с одним, двумя и тремя стержнями в растянутой зоне для создания различных уровней несущей способности базовых образцов.

Внешнее армирование осуществлялось с использованием углеродной ткани SikaWrap-230С толщиной 0,23 мм, приклеиваемой на эпоксидную смолу Fibarm Resin 530+. Прочность углеродного волокна — 3450,7 МПа, модуль упругости при растяжении — 192,88 ГПа, относительное удлинение — 1,87 %. В результате были построены диаграммы деформирования бетона и арматуры (рис. 3).

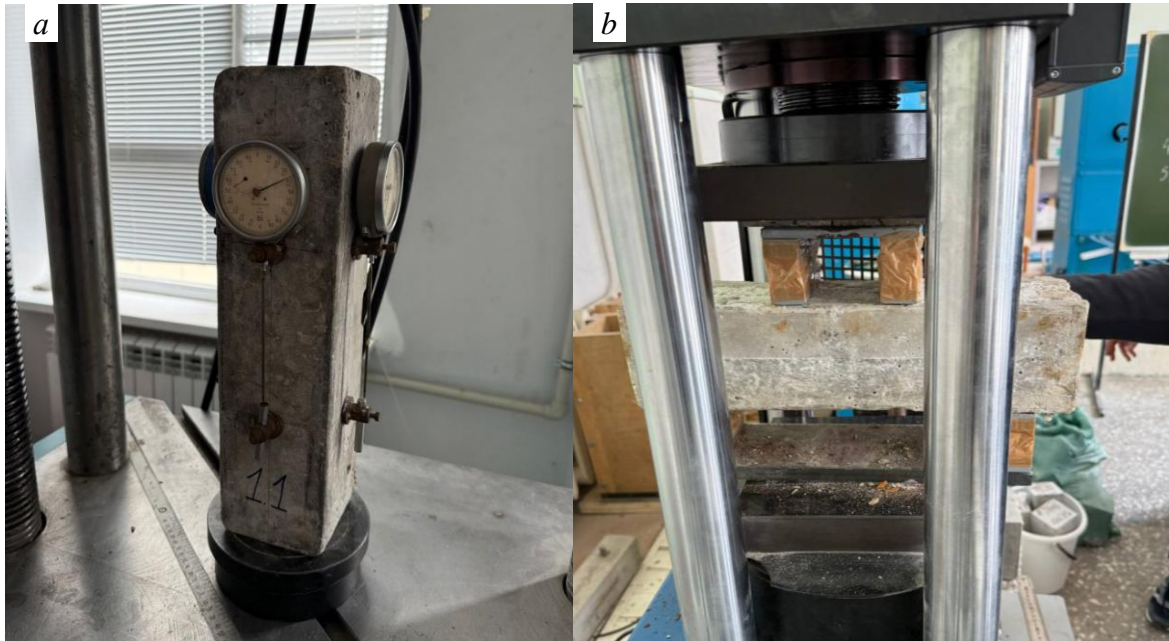


Рис. 2. Испытание вспомогательных экспериментальных образцов:
а — на сжатие; б — на изгиб при растяжении

Fig. 2. Testing of auxiliary experimental samples: a — for compression; b — for bending under tension

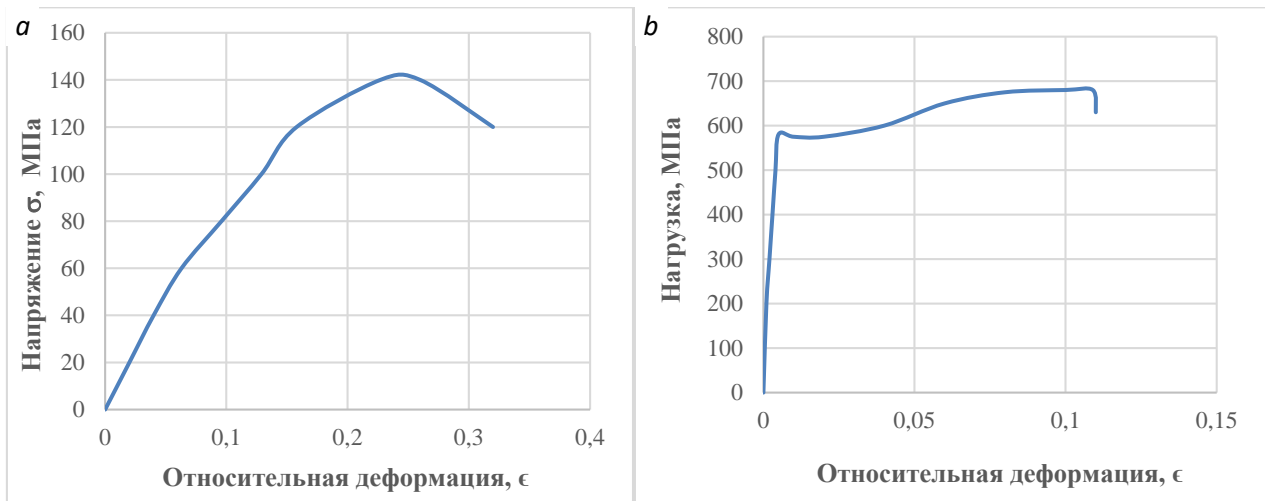


Рис. 3. Опытные диаграммы деформирования образцов: а — бетона; б — стальной арматуры
Fig. 3. Experimental diagrams of deformation of samples: a — concrete; b — steel reinforcement

В соответствии с планом эксперимента было подготовлено три серии образцов: балки первой серии Б1.1., Б1.2., Б1.3. были подвержены действию агрессивной среды, но не были усилены; балки второй серии Б2.1., Б2.2., Б2.3. были подвержены действию агрессивной среды и были усилены; балки третьей серии Б3.1., Б3.2., Б3.3. были подвержены действию агрессивной среды дважды — до усиления и после усиления.

После набора прочности образцы с арматурой были подготовлены к искусственному коррозионному воздействию. Для ускоренного воздействия агрессивной среды использовался электрохимический метод стимуляции коррозии. Использовался лабораторный блок питания 2А 15В YA XUN 1502DD в количестве 3 штук. Балки частично погружались в 6%-ный раствор NaCl, чтобы обеспечить доступ агрессивной среды к арматуре. Электроды подключались: арматура образца — как анод, внешний инертный электрод — как катод. Постоянный ток (порядка 2 мА/см²) подавался от источника питания на протяжении 336 ч (рис. 4).



Рис. 4. Процесс электрохимического метода стимуляции коррозии в элементах
Fig. 4. The process of the electrochemical method of stimulating corrosion in the elements

После процесса коррозии диаметр арматуры от изначальных 12 мм составил:

- у образцов первой серии 1,1–5 мм;
- у образцов второй серии 2,1–6,8 мм;
- у образцов третьей серии 3,1–7 мм.

Усиление железобетонных образцов композитными материалами выполнялось поэтапно:

- подготовка поверхности. Растянутую часть образца шлифовали, очищали и обезжиривали для обеспечения сцепления клея с бетоном. Поверхность должна быть прочной (не менее 15 МПа), сухой (влажность $\leq 4\%$) и выдержанной не менее 7 сут;
- разметка зоны наклейки. На очищенную поверхность наносили разметку для точного расположения ламелей длиной 300 мм по центру растянутой зоны;
- приготовление и нанесение клея. Использовали двухкомпонентный эпоксидный состав FibArm Resin 30+ (А:Б=100:50), смешиваемый при 15–25°C в течение 3 мин. Клей наносили в два слоя — грунтовочный и основной;

- укладка лент. Композитные ламели устанавливали вручную по разметке и прокатывали металлическим валиком для удаления пузырьков и обеспечения плотного прилегания.

Испытания балок на изгиб проводились по двухточечной схеме нагружения с пролетом 300 мм согласно ГОСТ 10180–2012. Нагрузка прикладывалась концентрированным усилием в середине пролета (двухточечное нагружение с равномерным распределением нагрузки), что создавало изгибающий момент, аналогичный рабочим условиям балки в конструкции. Для контроля деформаций на балках устанавливали тензодатчики, позволяющие фиксировать поведение конструкции на всех этапах нагружения. Нагрузка увеличивалась ступенчато с постоянным контролем прогибов и появлением трещин. В процессе испытаний регистрировались:

- момент образования и развития трещин;
- характер и разрушающая нагрузка;
- деформации бетона и композитного материала с использованием тензометрических датчиков.

Несущая способность балок определялась по формуле:

$$M = \frac{P \cdot l}{6}, \quad (1)$$

где P — разрушающая нагрузка, кН; l — пролет балки, мм.

Эффективность усиления оценивалась коэффициентом увеличения несущей способности:

$$k = \frac{M_{\text{усил}}}{M_{\text{контр}}}, \quad (2)$$

где $M_{\text{усил}}$ — несущая способность усиленного образца, кН·м; $M_{\text{контр}}$ — несущая способность контрольного образца без усиления, кН·м.

Степень деградации системы усиления в коррозионной среде определялась коэффициентом снижения эффективности:

$$k_{\text{degr}} = \frac{M_{\text{норм}} - M_{\text{корр}}}{M_{\text{норм}}} \cdot 100 \%, \quad (3)$$

где $M_{\text{норм}}$ — несущая способность усиленного образца в нормальных условиях, кН·м; $M_{\text{корр}}$ — несущая способность усиленного образца после воздействия коррозионной среды, кН·м.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Контрольные образцы изгибаемых элементов серии 1 (без усиления с повреждениями арматуры в растянутой зоне) в ходе испытания были доведены до разрушения. Характер разрушения всех балок серии был схож: разрушение произошло по нормальному сечению в результате достижения арматурой растянутой зоны временного предела сопротивления арматуры в середине пролета при нагрузке, составляющей в среднем 11,62 кН (рис. 5).

На рисунке видно, что в результате воздействия агрессивной среды диаметр арматуры изменился. В середине пролета коррозия оказала самое сильное влияние. Из-за локального расширения коррозионного слоя на поверхности арматуры происходит ухудшение сцепления между арматурой и бетоном, что снижает прочность балки. Такие процессы способствуют образованию трещин в бетоне и ускоряют разрушение при приложении нагрузки.



Рис. 5. Испытание и разрушение образцов Б.1
Fig. 5. Testing and destruction of samples B.1

Разрушение образцов серии 2 (рис. 6) произошло при средней нагрузке 17,42 кН, по наклонному сечению у опоры, вне композитного усиления, что показывает, что прочность усиления и прочность слоя холст – бетон в полной мере обеспечивает прочностные характеристики поврежденной коррозией железобетонной конструкции. Это свидетельствует, что усиление эффективно перераспределяет усилия, предотвращая разрушение в месте усиления растянутой зоны, и значительно улучшает долговечность элемента. Кроме того, повреждения, возникающие в зоне без усиления, подчеркивают важность правильного применения различных эффективных конструктивных решений.



Рис. 6. Испытание и разрушение образцов Б.2
Fig. 6. Testing and destruction of samples B.2

В ходе испытания образцов 3 серии, после процесса повторного коррождения было установлено, что, несмотря на сохранение целостности адгезионного соединения между композитным усилением и поверхностью бетона (отслоения ленты не выявлено), в теле железобетонного элемента произошло развитие внутренних напряжений, вызванных накоплением продуктов коррозии в зоне контакта арматуры с бетоном. Данные напряжения способствовали возникновению продольных трещин, что свидетельствует о локальном разрушении материала под действием коррозионных процессов (рис. 7). Образцы разрушались при средней нагрузке 12,62 кН, сопоставимой с образцами 1 серии.



Рис. 7. Испытание и разрушение образцов Б.3
Fig. 7. Testing and destruction of samples B.3

В результате воздействия агрессивной среды на арматуру в теле бетона остаточной прочности не хватило для поддержания должных физико-механических характеристик железобетонных балок (табл.).

Результаты испытаний железобетонных образцов на изгиб

Маркировка балок	Разрушающая нагрузка P , кН	Средняя разрушающая нагрузка P_{cp} , кН
Б1.1.	11,65	11,62
Б1.2.	11,2	
Б1.3.	12,01	
Б2.1.	17,56	17,42
Б2.2.	17,52	
Б2.3.	17,2	
Б3.1.	12,56	12,62
Б3.2.	12,69	
Б3.3.	12,63	

Results of bending tests of reinforced concrete samples

Marking of beams	Destructive load P , kN	Average destructive load P_{ave} , kN
Б1.1.	11,65	11,62
Б1.2.	11,2	
Б1.3.	12,01	
Б2.1.	17,56	17,42
Б2.2.	17,52	
Б2.3.	17,2	
Б3.1.	12,56	12,62
Б3.2.	12,69	
Б3.3.	12,63	

Полученные результаты указывают на сложный характер взаимодействия между коррозионными повреждениями и механическим поведением усиленных конструкций. В частности,

несмотря на эффективность внешнего композитного усиления в предотвращении механического разрушения адгезионного слоя, коррозионные процессы, протекающие в глубине элемента, продолжают формировать критические напряжения, способные приводить к внутренним повреждениям бетона и последующему снижению несущей способности конструкции.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Экспериментальные данные подтвердили, что коррозия арматуры в растянутой зоне приводит к значительному снижению несущей способности железобетонных балок. Разрушение корродированных балок (серия 1) происходило по нормальному сечению вследствие достижения предела текучести ослабленной арматуры. Это свидетельствует о смене механизма разрушения при коррозионном повреждении.

Характер разрушения усиленных образцов меняется с нормального на наклонное сечение. Разрушение усиленных прокорродированных образцов по наклонному сечению показывает, что усиление углеродными волокнами значительно повышает несущую способность балки. Образцы серии 2 показали повышение прочностных характеристик на 52 % по отношению к серии 1.

Балки 3 серии оказались полностью защищены от воздействия агрессивной среды в месте усиления. Однако при повторном коррозионном воздействии на усиленные композитами балки наблюдается локальное увеличение внутренних напряжений в теле бетона. Это связано с продуктами повторной коррозии, которые не могут выйти из тела бетона, из-за чего появляются продольные трещины в образце. Однако прочность слоя композит – бетон не меняется.

Таким образом, исследование подтвердило, что коррозия арматуры в растянутой зоне критически снижает прочность балок, а повторная коррозия усиленных конструкций вызывает рост внутренних напряжений, что требует учета при проектировании усиления.

БЛАГОДАРНОСТИ

Работа выполнена в рамках Программы «Приоритет 2030» на базе Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова с использованием оборудования Центра высоких технологий БГТУ им. В.Г. Шухова.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Coppola L., Kara P., Lorenzi S. The Improvement of Durability of Reinforced Concretes for Sustainable Structures : a Review on Different Approaches // Applied Sciences. 2022. Vol. 12. No. 8. P. 4028. DOI: 10.3390/app12084028
2. Building Research Establishment. Corrosion of Steel in Concrete. BRE Digest 444. Watford : BRE, 2000. 8 p.
3. Local Surveyors Direct. Durability of Reinforced Concrete. Part 1 // Technical Report. 2007. URL: <https://www.localsurveyorsdirect.co.uk/durability-reinforced-concrete-part-1>
4. Бондаренко В.М. Феноменология кинетики повреждений бетона железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в агрессивной среде // Бетон и железобетон. 2008. № 2. С. 25–27.
5. Римшин В.И., Сулейманова Л.А., Амелин П.А. Прочность нормальных и наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов, поврежденных коррозией и усиленных внешним композитным армированием // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2025. № 1. С. 117–127. DOI: 10.34031/2071-7318-2024-10-1-117-127. EDN SUOQOD.
6. Римшин В.И., Сулейманова Л.А., Амелин П.А., Аноприенко Д.С. Конечно-элементное моделирование напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов в хлоридной агрессивной среде // Строительная механика и конструкции. 2025. № 1 (44). С. 40–51. DOI: 10.36622/2219-1038.2025.44.1.004. EDN PUFJJA.

7. *Колчунов В.И., Губанова М.С.* Напряженно-деформированное состояние нагруженного и коррозионно-поврежденного железобетона в зоне наклонных трещин // Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Строительство и архитектура. 2016. № 2 (42). С. 11–22. EDN WAESTL.
8. *Tamrazyan A.G., Lushnikova V.Y.* The effect of reinforcement corrosion on the adhesion between reinforcement and concrete // Magazine of Civil Engineering. 2018. No. 4 (80). Pp. 128–137. DOI 10.18720/MCE.80.12. EDN XYLDVB.
9. *Смоляго Г.А., Фролов Н.В.* Современные подходы к расчету остаточного ресурса изгибаемых железобетонных элементов с коррозионными повреждениями // Вестник ТГАСУ. 2019. № 6. С. 88–100.
10. *Овчинников И.И., Тао Чэнь, Овчинников И.Г.* Вероятностное моделирование поведения армированных мостовых конструкций в агрессивных условиях эксплуатации // Транспортные сооружения : интернет-журнал. 2017. Т. 4. № 4.
11. *Селяев В.П., Селяев П.В., Алимов М.Ф., Сорокин Е.В.* Оценка остаточного ресурса железобетонных изгибаемых элементов, подверженных действию хлоридной коррозии // Строительство и реконструкция. 2017. № 6 (74). С. 49–58.
12. *Леонович С.Н., Степанова А.В.* Деформирование и разрушение железобетонных конструкций: моделирование в условиях хлоридной коррозии // Вестник Белорусского государственного университета транспорта: наука и транспорт. 2012. № 1 (24). С. 81–83.
13. *Римшин В.И., Варламова А.А.* Модели поведения бетона. Общая теория деградации : монография. 2-е изд., доп. М. : ИНФРА-М, 2023. 439 с. DOI: 10.12737/1853676
14. *Antoshkin V.D., Erofeev V.T., Travush V.I. et al.* The problem optimization triangular geometric line field // Modern Applied Science. 2015. Vol. 9. No. 3. Pp. 46–50. DOI: 10.5539/mas.v9n3p46
15. *Клевцов В.А., Коровин Н.Н.* Разработка, исследование, диагностика и усиление железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. 1997. № 5. С. 21–22.
16. *Меркулов С.И., Татаренков А.И., Стародубцев В.Г.* Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений // БСТ: Бюллетень строительной техники. 2017. № 4 (992). С. 41–43.
17. *Шилин А.А., Пшеничный В.А., Карпузов Д.В.* Усиление железобетонных конструкций композиционными материалами. М. : Стройиздат, 2004. 144 с.
18. *Чернявский В.Л., Аксельрод Е.З.* Усиление железобетонных конструкций композитными материалами // Жилищное строительство. 2003. № 3. С. 15–16.
19. *Римшин В.И., Меркулов С.И., Есипов С.М.* Бетонные конструкции, усиленные композитным материалом // Вестник Инженерной школы Дальневосточного федерального университета. 2018. № 2 (35). С. 93–100. DOI: 10.5281/zenodo.1286034
20. *Георгиев С.В., Польской П.П., Маилян Д.Р.* Особенности работы под нагрузкой сжатых железобетонных элементов, усиленных композитными материалами. Ростов н/Д : Донской государственный технический университет, 2021. 114 с.
21. *Римшин В.И., Меркулов С.И.* К вопросу усиления железобетонных конструкций внешним армированием композитным материалом // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2018. Т. 20. № 5. С. 92–100.
22. *Бондаренко В.М., Римшин В.И.* Диссипативная теория силового сопротивления железобетона. М. : Студент, 2015. 110 с.
23. *Маилян Д.Р., Польской П.П., Мухоб А.* Вопросы исследования прочности нормальных сечений балок, усиленных различными видами композитных материалов // Инженерный вестник Дона. 2013. № 2. С. 99.
24. *Toutanji HA.* Durability characteristics of concrete beams externally bonded with FRP composite sheets // Cement and Concrete Composites. 1997. Vol. 19. No. 4. Pp. 351–358. DOI: 10.1016/S0958-9465(97)00028-0
25. *Chotickai P., Bowman M.D.* Performance of Reinforced Concrete Beams Strengthened with CFRP Composite in Corrosive Environment // Advanced Materials Research. 2011. Vol. 250–253. Pp. 3706–3714. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMR.250-253.3706
26. *Fazli H., Yassin A.Y.M., Shafiq N., Teo W.* The Behavior of Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) Strengthened Beams Under a Marine Environment // Geomaterials. 2017. Vol. 7. No. 4. Pp. 52–58.
27. *Al-Osta M.A., Kharma K.M., Ahmad S., Maslehuddin M., Al-Huri M., Khalid H.M.* Strategies for strengthening of corroded reinforced concrete beams using CFRP laminates and UHPC jacketing // Structural Concrete. 2023. Vol. 24. No. 1. Pp. 612–636. DOI: 10.1002/suco.202200211
28. *Ofoegbu S.U., Ferreira M.G.S., Zheludkevich M.L.* Electrochemical characterization and degradation of carbon fiber reinforced polymer in simulated marine environments // Materials Degradation. 2022. Vol. 6. No. 39. DOI: 10.1038/s41529-022-00261-1

REFERENCES

1. Coppola L., Kara P., Lorenzi S. Improving the durability of reinforced concrete structures to create stable structures : an overview of various approaches. *Applied Sciences*. 2022; 12(8):4028. DOI: 10.3390/app12084028
2. Scientific Research Institute of Construction. Corrosion of steel in concrete. BRE Digest 444. Watford, BRE, 2000; 8.
3. Local surveyors' guide. Durability of reinforced concrete. Part 1. *Technical report*. 2007. URL: [https://www.localsurveyorsdirect.co.uk/durability-reinforced-concrete-part-](https://www.localsurveyorsdirect.co.uk/durability-reinforced-concrete-part-1)
4. Bondarenko V.M. Phenomenology of kinetics of concrete damage to reinforced concrete structures operating in an aggressive environment. *Concrete and reinforced concrete*. 2008; 2:25-27. (in Russian).
5. Rimshin V.I., Suleymanova L.A., Amelin P.A. Strength of normal and inclined sections of bent reinforced concrete elements damaged by corrosion and reinforced with external composite reinforcement. *Bulletin of Belgorod State Technological University V.G. Shukhov*. 2025; 1:117-127. DOI: 10.34031/2071-7318-2024-10-1-117-127. EDN CODE. (in Russian).
6. Rimshin V.I., Suleymanova L.A., Amelin P.A., Anoprienko D.S. Finite element modeling of the stress-strain state of bent ferrous elements in a chloride aggressive environment. *Construction mechanics and structures*. 2025; 1(44):40-51. DOI: 10.36622/2219-1038.2025.44.1.004. EDN PUFRIA. (in Russian).
7. Kolchunov V.I., Gubanova M.S. Stress-strain state of loaded and corrosively damaged reinforced concrete in the area of inclined cracks. *Scientific Bulletin of the Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering. Construction and architecture*. 2016; 2(42):11-22. (in Russian).
8. Tamrazyan A.G., Lushnikova V.Y. The effect of rebar corrosion on rebar adhesion to concrete. *Magazine of civil engineering*. 2018; 4(80):128-137. DOI: 10.18720/MCE.80.12. EDN XYLDVB.
9. Smolyago G.A., Frolov N.V. Modern approaches to calculating the residual resource of bent reinforced concrete elements with corrosion damage. *Bulletin of TSASU*. 2019; 6:88-100. (in Russian).
10. Ovchinnikov I.I., Tao Chen, Ovchinnikov I.G. Probabilistic modeling of reinforced bridge structures behavior in aggressive operating conditions. *Transport facilities : Online magazine*. 2017; 4(4). (in Russian).
11. Selyaev V.P., Selyaev P.V., Alimov M.F., Sorokin E.V. Assessment of the residual resource of reinforced concrete bendable elements exposed to chloride corrosion. *Building and reconstruction*. 2017; 6(74):49-58. (in Russian).
12. Leonovich S.N., Stepanova AV. Deformation and destruction of reinforced concrete structures: Modeling under conditions of chloride corrosion. *Bulletin of the Belarusian State University of Transport: Science and Transport*. 2012; 1(24):81-83. (in Russian).
13. Rimshin V.I., Varlamov A.A. Models of concrete behavior. The general theory of degradation : a monograph. 2nd ed., supplement. Moscow, INFRA-M, 2023; 439. DOI: 10.12737/1853676 (in Russian).
14. Antoshkin V.D., Erofeev V.T., Travush V.I. et al. The problem optimization triangular geometric line field. *Modern Applied Science*. 2015; 9(3):46-50. DOI: 10.5539/mas.v9n3p46
15. Klevtsov V.A., Korovin N.N. Development, research, diagnostics and reinforcement of reinforced concrete structures. *Concrete and reinforced concrete*. 1997; 5:21-22. (in Russian).
16. Merkulov S.I., Tatarenkov A.I., Starodubtsev V.G. Reinforcement of reinforced concrete structures of operated buildings and structures. *BST: Bulletin of Construction Machinery*. 2017; 4(992):41-43. (in Russian).
17. Shilin A.A., Pshenichny V.A., Kartuzov D.V. *Reinforcement of reinforced concrete structures with composite materials*. Moscow, Stroyizdat, 2004; 144. (in Russian).
18. Chernyavsky V.L., Axelrod E.Z. Reinforcement of reinforced concrete structures with composite materials. *Housing construction*. 2003; 3:15-16. (in Russian).
19. Rimshin V.I., Merkulov S.I., Esipov S.M. Concrete structures reinforced with composite material. *Bulletin of the Engineering School of the Far Eastern Federal University*. 2018; 2(35):93-100. DOI: 10.5281/zenodo.1286034 (in Russian).
20. Georgiev S.V., Polskoy P.P., Mailyan D.R. *Features of work under load of compressed reinforced concrete elements reinforced with composite materials*. Rostov-on-Don, Don State Technical University, 2021; 114. (in Russian).
21. Rimshin V.I., Merkulov S.I. On the issue of reinforcement of reinforced concrete structures by external reinforcement with composite material. *Bulletin of the Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering*. 2018; 20(5):92-100. (in Russian).
22. Bondarenko V.M., Rimshin V.I. *Dissipative theory of force resistance of reinforced concrete*. Moscow, Student, 2015; 110. (in Russian).
23. Mailyan D.R., Polskoy P.P., Mikhub A. Issues of studying the strength of normal cross-sections of beams reinforced with various types of composite materials. *Engineering Bulletin of Don*. 2013; 2:99. (in Russian).
24. Tutanji H.A. Durability characteristics of concrete beams bonded externally with FRP composite sheets. *Cement and concrete composites*. 1997; 19(4):351-358. DOI: 10.1016/S0958-9465(97)00028-0

25. Chotikai P., Bowman M.D. Operational characteristics of reinforced concrete beams reinforced with carbon fiber composite in an aggressive environment. *Advanced Materials Research*. 2011; 250-253:3706-3714. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMR.250-253.3706
26. Fazli H., Yasin A.Y., Shafiq N., Theo U. Behavior of beams made of carbon fiber reinforced polymer (CFRP) in the marine environment. *Geomaterials*. 2017; 7(4):52-58.
27. Al-Osta M.A., Harma K.M., Ahmad S., Maslehuddin M., Al-Khoury M., Khalid H.M. Strategies for strengthening rusted reinforced concrete beams using carbon fiber plates and UHPC shells. *Structural concrete*. 2023; 24(1):612-636. DOI: 10.1002/suco.202200211
28. Ofoegbu S.U., Ferreira M.G.S., Zheludkevich M.L. Electrochemical characterization and degradation of carbon fiber reinforced polymer under simulated marine conditions. *Degradation of materials NPJ*. 2022; 6(39). DOI: 10.1038/s41529-022-00261-1



УДК 539.313 + 624.074 + 517.958 + 514.77 + 531.43

DOI: 10.22227/2949-1622.2025.3.41-57

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Топологическая теория балки (ТТБ)

В.А. Нецадимов^{1*}

¹ Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация

*expertor@internet.ru

Ключевые слова: топологическая система координат, топологическая теория балки (ТТБ), топологическое моделирование деформаций, возвратный потенциал (топологическая формулировка), обобщенная теория балки; геометрически индуцированная продольная сила, точная кривизна в топологической системе координат, энергетически согласованная модель изгиба, вариационный принцип Эйлера в топологической постановке, восстановление геометрии по топологическим интегралам Френе, топологическое обобщение модели Эйлера – Бернулли

История статьи

Поступила в редакцию: 25.08.2025

Доработана: 08.09.2025

Принята к публикации: 10.09.2025

Для цитирования

Нецадимов В.А. Топологическая теория балки (ТТБ) // Железобетонные конструкции. 2025. Т. 11. № 3. С. 41-57.

Аннотация. Идея связи деформации и усилия восходит к Галилею (1638), который впервые рассмотрел удлинение стержня под нагрузкой, и к Гуку (1678), сформулировавшему основной закон упругости. На этом фундаменте Якоб Бернулли (1694), один из создателей науки о сопротивлении материалов, впервые поставил задачу об упругой линии — стремясь распространить законы продольного растяжения на изгиб. Однако отсутствие замкнутой геометрической связи между кривизной и внутренними силами не позволило ему завершить построение теории. Эйлер (1744), развивая идеи Бернулли, предложил вариационный принцип минимизации кривизны, но ввел два ключевых допущения — неизменность горизонтальной проекции и малость углов — что привело к классической линейной теории Эйлера – Бернулли. Эти приближения исключили продольные деформации из энергетического баланса и породили скрытую индуцированную продольную силу, не представленную в функционале энергии. В настоящей работе предложена Топологическая теория балки (ТТБ) — первая геометрически строгая модель изгиба, опирающаяся на естественную дуговую координату и точное определение кривизны Гюйгенса. Модель включает продольные деформации в вариационный принцип, вводит топологический модификатор кривизны $1/(1 + N/EA)$ и приводит к замкнутой системе уравнений для угла поворота, продольной силы и изгибающего момента. Таким образом, работа завершает линию, начатую Галилеем, Гуком, Бернулли и Эйлером: через 330 лет после постановки задачи Якобом Бернулли впервые получено полное строгое решение об упругой линии, учитывающее и изгиб, и продольные деформации в единой энергетически согласованной топологической модели.

Виктор Александрович Нецадимов, канд. техн. наук, ст. преподаватель каф. Железобетонные и каменные конструкции, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 4558-1454, ResearcherID: HTS-6654-2023, ORCID: 0009-0006-3368-0905, E-mail: expertor@internet.ru

© Нецадимов В.А., 2025



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

Topological Beam Theory (TBT)

V.A. Neshchadimov^{1*}

¹ Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation
*expertor@internet.ru

Keywords: topological coordinate system, Topological Beam Theory (TBT), topological deformation modelling; return potential (topological formulation), generalized beam theory, geometrically induced axial force, exact curvature in topological coordinates, energetically consistent bending model, Euler variational principle in topological form, topological Frenet integrals for geometry reconstruction; topological generalization of the Euler – Bernoulli beam

Article history

Received: 25.08.2025

Revised: 08.09.2025

Accepted: 10.09.2025

For citation

Neshchadimov V.A. Topological Beam Theory (TBT). *Reinforced Concrete Structures*. 2025; 3(11):41-57.

Abstract. The idea of relating deformation to internal force dates back to Galileo (1638), who first examined the elongation of a bar under load, and to Hooke (1678), who formulated the fundamental law of linear elasticity. Building on this foundation, Jacob Bernoulli (1694) — one of the founders of strength-of-materials theory — was the first to pose the problem of the *elastic curve*, attempting to extend the laws of axial deformation to bending. However, the absence of a closed geometric relation between curvature and internal forces prevented him from completing a general theory. Euler (1744), developing Bernoulli’s ideas, introduced a variational principle based on the minimization of curvature, but employed two critical assumptions — constant horizontal projection and small rotations — which led to the classical linear Euler – Bernoulli beam theory. These approximations removed axial deformation from the energy balance and introduced a hidden geometrically induced axial force not represented in the strain-energy functional. In this work, we propose the Topological Beam Theory (TBT) — the first geometrically exact model of bending formulated in the natural arc-length coordinate and employing the exact curvature definition of Huygens. The model incorporates axial deformation directly into the variational principle, introduces a topological curvature modifier $1/(1 + N/EA)$, and yields a closed system of equations for the rotation angle, axial force, and bending moment. Thus, the present study completes the conceptual line initiated by Galileo, Hooke, Bernoulli, and Euler: for the first time in over 330 years since Jacob Bernoulli posed the problem, we obtain a fully exact solution for the elastic curve that consistently accounts for both bending and axial deformation within a unified, energetically coherent topological model.

ВВЕДЕНИЕ

Теория изгиба балок восходит к научным работам Якоба Бернулли конца XVII в. и концептуально сформировалась благодаря совместным усилиям Даниила Бернулли и Леонарда Эйлера в середине XVIII в.

Вдохновленный экспериментальными исследованиями прочности и разрушения балок, восходящими к трудам Галилео Галилея [1], где впервые появляется понятие *внутренней продольной силы* $N(x)$, и опираясь на закон Гука [2], устанавливающий связь между деформацией и внутренним усилием (*Ut tensio, sic vis* — «Каково растяжение, такова и сила»), он перенес эти идеи на изгибающие деформации.

Решающим вкладом Якоба Бернулли стало введение второго силового фактора — внутреннего изгибающего момента $M(x)$ как реакции на внешний момент, действующий относительно точки, понятие которого ранее было сформулировано Кристианом Гюйгенсом [3] как *momentum virium respectu puncti*.

Victor A. Neshchadimov, candidate of technical sciences, senior lecturer of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 4558-1454, ResearcherID: HTS-6654-2023, ORCID:0009-0006-3368-0905, E-mail: expertor@internet.ru

В серии работ [4–7] и особенно в трактате *Curvatura Laminae Elastica* (1694) [4] он впервые сформулировал геометрическую связь между кривизной упругой линии и изгибающим моментом.

Якоб Бернулли показал, что кривизна линии изгиба в каждой точке пропорциональна внутреннему изгибающему моменту в этой же точке ($\kappa \propto M$). Тем самым он впервые продемонстрировал, что изгиб может описываться геометрически — через форму кривой, а не через напряжения, что по меркам XVII в. стало революционным шагом.

Установленная им пропорциональная связь между кривизной упругой линии и внутренним моментом заложила фундамент дальнейшего развития теории изгибаемых стержней, определила направление исследований Эйлера и фактически положила начало классической теории балки как разделу сопротивления материалов.

На основе идеи Якоба Бернулли о геометрическом моделировании внутренних усилий в упругих телах Даниил Бернулли развил концепцию, предложив гипотезу плоских сечений. Однако его вклад в развитие теории балки этим не ограничивается.

Исследования, посвященные колебаниям струн, опубликованные в статьях [8, 9], стали важным этапом в становлении теории упругости и впоследствии теории балок.

В работе [9] Бернулли рассмотрел колебания натянутой струны и сформулировал принцип суперпозиции, согласно которому сложное движение может быть представлено как сумма простых изохронных колебаний. Этот принцип заложил основы современного модального анализа. Кроме того, он указал на существование неподвижных точек на струне — узлов, сохраняющих свое положение при колебаниях.

Именно это наблюдение навело Бернулли (и позднее автора настоящей работы) на мысль, что при колебаниях струны возникает геометрически индуцированная продольная сила. Ведь любая кривая, соединяющая две точки, длиннее прямой, соединяющей те же точки. Возник естественный интерес определить распределение этой продольной силы вдоль длины струны, поскольку именно она способна останавливать колебания при отсутствии внешнего трения. Однако это уже отдельная линия рассуждений, которая, как будет показано далее, удивительным образом совпадает с современной трактовкой классической теории балки Эйлера – Бернулли, где балка рассматривается как система с предопределенными продольными связями. Эти связи будут подробно рассмотрены в последующих разделах.

Даниил Бернулли обсуждал свои идеи о колебаниях с Жаном д’Аламбером и Леонардом Эйлером, и именно в ходе этих дискуссий была заложена основа будущей классической теории балки. Хотя его исследования касались струн, ключевые идеи — суперпозиция, наличие узлов и геометрический анализ колебаний — были перенесены на задачи изгиба.

Даниил Бернулли был не только выдающимся математиком и физиком, но и наставником Эйлера. Они работали вместе в Академии наук и художеств в Санкт-Петербурге, обсуждая фундаментальные вопросы механики. В ходе этих обсуждений Эйлер заинтересовался проблемой упругих тел и впоследствии разработал теорию балок, основанную на гипотезе плоских сечений.

Даниил Бернулли предложил Эйлеру использовать вариационное исчисление для вывода уравнений упругих кривых. В письме [10] он сформулировал задачу минимизации интеграла:

$$\int \frac{ds}{R^2}, \quad (1)$$

где ds — элемент длины дуги; R — радиус кривизны.

Обращаясь к Эйлеру, Бернулли писал:

«Вы говорили мне некоторое время назад о похожей задаче — определить среди всех кривых, имеющих одинаковые концы, ту, для которой $\int \frac{ds}{R^2}$ минимален...»

Эта формулировка содержит прямой намек на применение изопериметрического метода, в совершенстве освоенного Эйлером. Хотя Бернулли прямо не указывает, что именно Эйлеру предстоит решить задачу, тон письма ясно выражает уверенность в его способности сделать это с помощью вариационных методов.

Предложенная Бернулли задача минимизации интеграла (1), как известно сегодня, эквивалентна определению потенциальной энергии деформированного упругого стержня с учетом его кривизны. Хотя сам Бернулли не трактовал ее в терминах энергии, именно такая постановка впоследствии легла в основу вариационного вывода уравнений изгиба. Тем самым его письмо не только указало направление, но и фактически инициировало работу Леонарда Эйлера над вариационным методом описания упругих кривых — трудом, ставшим краеугольным камнем классической теории балки [11].

В первом приложении к данному труду (*Additamentum I. De Curvis Elasticis*) Эйлер рассматривает задачу о форме упругой пластины AB , изогнутой в виде кривой AD с радиусом кривизны R . Он ссылается на идею Даниила Бернулли, согласно которой изгиб можно характеризовать через выражение, аналогичное потенциальной силе, пропорциональной интегралу (1). Хотя этот функционал еще не трактуется как энергия в строгом физическом смысле, Эйлер использует его как геометрическую меру, минимизация которой соответствует равновесному состоянию упругой линии.

Для аналитического описания кривой Эйлер вводит координаты x, y и их производные:

$$p = \frac{dy}{dx}; \quad q = \frac{dp}{dx}.$$

Опираясь на формулу Гюйгенса (1673) [3] для радиуса кривизны кривой в декартовой системе координат, Эйлер записывает:

$$R = \frac{(1 + p^2)^{3/2}}{q}. \quad (2)$$

Это первое появление точной связи между кривизной и производными функции $y(x)$.

Подставляя формулу (2) в исходный геометрический функционал упругой линии $\int \frac{ds}{R^2}$, он переписывает его в эквивалентной форме:

$$\int \frac{ds}{R^2} = \int \frac{q^2}{(1 + p^2)^{5/2}} dx \quad (3)$$

и далее применяет метод вариационного исчисления для функционала:

$$\int Z dx; \quad Z = \frac{q^2}{(1 + p^2)^{5/2}}.$$

Отсюда Эйлер получает дифференциальное уравнение упругой линии (*curva elastica*):

$$\frac{d^2 Q}{dx^2} - \frac{dP}{dx} = 0; \quad P = \frac{-5pq^2}{(1 + p^2)^{7/2}}; \quad Q = \frac{-2q}{(1 + p^2)^{5/2}},$$

которое он затем интегрирует, вводя постоянные $a, c, \varepsilon, \gamma$. В результате получаются параметрические выражения:

$$dx = \frac{dp}{(1 + p^2)^{5/4} \sqrt{a\sqrt{1 + p^2} + \varepsilon p + \gamma}}; \quad dy = \frac{p dp}{(1 + p^2)^{5/4} \sqrt{a\sqrt{1 + p^2} + \varepsilon p + \gamma}}. \quad (4)$$

Эти формулы допускают построение кривой через квадратуры, т.е. последовательные интегралы от известных функций. Эйлер отмечает, что для большинства случаев явные элементарные решения невозможны, но частные решения (включая знаменитую эластическую кривую) допускают аналитическое представление.

После получения общего вариационного решения Эйлер делает следующий шаг, направленный для получения практически приемлемого решения, что стало основой классической теории балки. Он вводит допущение о том, что горизонтальная проекция деформированной оси остается неизменной [11]:

$$dx = \text{const.}$$

Это допущение эквивалентно отсутствию продольной деформации и означает, что нейтральная ось балки в модели Эйлера искусственно фиксирована в продольном направлении. Вследствие этого истинная дуговая координата s подменяется прямолинейной декартовой координатой x и кривизна выражается через угол наклона. При этом:

$$p = \frac{dy}{dx} = \tan \theta; \quad q = \frac{dp}{dx} = (1 + p^2) \frac{d\theta}{dx}.$$

Подстановка в формулу Гюйгенса для кривизны (2), $\kappa = \frac{1}{R} = \frac{q}{(1 + p^2)^{3/2}}$, дает $\kappa = \frac{q}{\sqrt{1 + p^2}}$.

При малых углах (классическое приближение XVIII в., $p = \tan \theta \approx \theta$) выполняется $\sqrt{1 + p^2} \approx 1$, и Эйлер приходит к выражению:

$$\kappa \approx q = \frac{d\theta}{dx} \quad (5)$$

и, следовательно, к приближенной геометрической форме

$$\int \left(\frac{d\theta}{dx} \right)^2 dx = \int \kappa^2 dx, \quad (6)$$

которая впоследствии стала фундаментом классической теории балки Эйлера – Бернулли с линейной кривизной.

Таким образом, классическое выражение для геометрии изгиба возникает как результат двух ключевых допущений:

1. Фиксированная проекция $ds = \text{const}$ — продольные деформации исключаются из модели, и рассматривается их проекция на ось x с искусственным выпрямлением естественной координаты в прямолинейную (используется «развертка»).
2. Малые углы $\theta \ll 1$ — точная кривизна Гюйгенса аппроксимируется линейной формой.

Оба допущения скрывают важный физический эффект: при изгибе нейтральная ось удлиняется, что порождает геометрически индуцированную продольную силу, которая в классической модели не включена геометрически и, как будет показано далее, в энергию деформации.

Современное обобщение (см. работу [12]) снимает оба ограничения Эйлера — возвращает истинную дуговую координату и использует точное определение кривизны Гюйгенса [3]:

$$\kappa = \frac{d\theta}{ds}, \quad (7)$$

где s — истинная естественная (топологическая) криволинейная координата.

Тогда вариационный принцип (6) принимает строгую геометрическую форму:

$$\int \kappa^2 ds, \quad (8)$$

т.е. полностью совпадает с исходным геометрическим принципом Эйлера, но без допущений XVIII в., что стало фундаментом геометрического обоснования ТТБ.

МЕТОД

В геометрически строгой постановке кривизна упругой линии (см. формулу (7)) определяется как производная угла поворота сечения по дуговой длине. В терминах ТТБ кривизна балки в топологической (естественной, криволинейной) системе координат Лагранжа записывается как:

$$\kappa(S) = \frac{d\theta(S)}{dS}, \quad (9)$$

где $S \in [0, L_0]$ — продольно-недеформированная (естественная, лагранжева, топологическая) координата вдоль нейтральной оси балки.

В общем случае совместного действия изгиба и продольной силы нейтральный слой балки приобретает не только кривизну, но и продольные деформации (растяжение или сжатие). Локальное изменение длины удобно описывать через коэффициент удлинения $\lambda(S)$, который вводится в соответствии с законом Гука для продольных деформаций [2], согласно которому относительное удлинение определяется как $\varepsilon(S) = \frac{N(S)}{EA}$. Поэтому полная длина элементарного участка нейтральной оси после продольного растяжения возрастает как $ds = (1 + \varepsilon(S))dS$, что и приводит с учетом метрического соотношения Френе [14]

$$ds = \lambda(S)dS \quad (10)$$

к выражению для коэффициента удлинения, который в ТТБ, как будет показано далее, выполняет функцию метрической плотности или топологического модификатора кривизны:

$$\lambda(S) = \frac{ds}{dS} = 1 + \varepsilon(S) = 1 + \frac{N(S)}{EA}, \quad (11)$$

где s — истинная криволинейная координата в продольно-деформированном состоянии вдоль топологической оси S ; $N(S)$ — продольная (внутренняя) сила.

В обобщенной теории балки Эйлера – Бернулли [12] продольная сила по определению полагается тождественно равной нулю, так что:

$$N(S) \equiv 0 \Rightarrow \lambda(S) = 1,$$

и сохраняется классическое выражение кривизны (9) в терминах лагранжевой координаты. Однако такая постановка не учитывает геометрически индуцированную продольную силу, неизбежно возникающую при искривлении нейтрального слоя, о которой речь пойдет далее.

В топологической теории балки продольная деформация $\lambda(S)$ уже не может считаться равной единице: изменение дуговой длины приводит к изменению истинной кривизны, которая в общем случае определяется как формула (9), что приводит к упрощенному определению кривизны в терминах Лагранжа и полностью соответствует случаю, описываемому обобщенной теорией балки Эйлера – Бернулли

В топологической же теории балки продольная деформация $\lambda(S)$ возникает неизбежно при искривлении нейтрального слоя и изменяет истинную дуговую длину. В этом более общем случае истинная кривизна определяется точно:

$$\kappa(s) = \frac{d\theta}{ds} = \frac{1}{\lambda(S)} \frac{d\theta(S)}{dS}. \quad (12)$$

Из этой формулы с учетом формулы (11):

$$\kappa(s) = \frac{1}{1 + N(S)/EA} \frac{d\theta(S)}{dS}. \quad (13)$$

непосредственно следует, что продольное растяжение ($N > 0$, $\lambda > 1$) уменьшает кривизну (балка «распрямляется»), тогда как продольное сжатие ($N < 0$, $\lambda < 1$) увеличивает ее. Таким образом,

изгибающий момент и продольная сила оказывают взаимное влияние через коэффициент удлинения $\lambda(S)$.

Эйлер в своем классическом вариационном подходе [11] минимизировал функционал (1), что эквивалентно $\int \kappa^2 ds$ в строгом геометрическом смысле. Подставляя формулу (12) в функционал изопериметрической формы Эйлера (8), получаем их геометрически строгий аналог — функционал изгибной энергии в топологической системе координат, в котором продольное растяжение включено естественным образом:

$$\mathcal{Z} = \int_0^{L_S} \kappa^2 ds = \int_0^{L_S} \left(\frac{1}{\lambda(S)} \frac{d\theta(S)}{dS} \right)^2 \lambda(S) dS,$$

где L_S — длина балки в топологической системе координат S . После сокращения множителей имеем энергетически согласованный функционал:

$$\mathcal{Z} = \int_0^{L_S} \frac{1}{\lambda(S)} \left(\frac{d\theta(S)}{dS} \right)^2 dS. \quad (14)$$

Это ключевой результат. Он показывает, что:

- в классической теории Эйлера – Бернулли изгибная энергия пропорциональна $(d\theta/dx)^2$ (см. подинтегральное выражение формулы (6));
- в строгой геометрической постановке изгибная энергия уменьшается при растяжении ($\lambda > 1$) и увеличивается при сжатии ($\lambda < 1$);
- множитель $1/\lambda(S)$ играет роль топологического модификатора кривизны: продольное растяжение уменьшает эффективную кривизну, а продольное сжатие увеличивает.

Нахождение уравнения Эйлера – Лагранжа для функционала (14) приводит к условию:

$$\frac{d}{dS} \left(\frac{d\theta}{dS} \frac{1}{\lambda(S)} \right) = 0, \quad (15)$$

которое означает, что величина $\frac{d\theta}{dS} \frac{1}{\lambda(S)}$ остается строго постоянной вдоль стержня. Эта величина интегрируется в элементарной форме:

$$\frac{d\theta}{dS} \frac{1}{\lambda(S)} = C, \quad \frac{d\theta}{dS} = C \cdot \lambda(S), \quad (16)$$

где C — константа интегрирования, определяемая граничными условиями.

Однако в контексте топологической теории изгиба эта константа приобретает существенно более глубокий смысл: она выступает энергетической константой геометрически строгой постановки, определяющей неизменное равновесие между угловой и продольной деформациями стержня.

Причем продольная деформация в ТТБ имеет двойственную природу: она формируется как реакцией на внешние продольные нагрузки, так и геометрически индуцированной продольной силой, возникающей неизбежно при искривлении нейтрального слоя. Таким образом, инвариант C описывает фундаментальный баланс между изгибом и растяжением, который отсутствует в классической модели Эйлера – Бернулли вследствие допущения $\lambda \equiv 1$.

Истинная кривизна в строгой геометрии определяется через изменение угла по истинной дуговой координате s : $\kappa = \frac{d\theta}{ds}$, а связь между s и топологической координатой S определяется из формулы (9):

$$ds = \lambda(S) dS \Rightarrow \frac{d}{ds} = \frac{1}{\lambda(S)} \frac{d}{dS}. \quad (17)$$

Отсюда формула (12).

Подставляя формулу (16) в формулу (12), получаем: $\kappa(s) = \frac{1}{\lambda(S)} \cdot C\lambda(S) = C = \text{const}$. След-

довательно, изгибающий момент равен:

$$M(S) = EI\kappa(s) = EIC. \quad (18)$$

Полученное выражение подчеркивает фундаментальный факт: в условиях отсутствия поперечной нагрузки инвариант $\frac{d\theta}{dS} \frac{1}{\lambda(S)} = C$ обеспечивает постоянство истинной кривизны и,

следовательно, изгибающего момента. Однако гораздо более существенным является то обстоятельство, что *в общем случае*, когда изгибающий момент $M(S)$ изменяется вдоль оси стержня под действием внешних нагрузок, значение продольной деформации $\lambda(S)$ также должно изменяться, а следовательно, и продольная сила $N(S)$ таким образом, чтобы сохранялся инвариант C топологической теории балки (16).

Другими словами, инвариант C естественным образом раскладывается на произведение двух факторов: углового, $d\theta/ds$, и линейно-метрического, $1/\lambda(S)$. Первый связан с изгибной деформацией и формирует изгибающий момент через кривизну $\kappa(s) = d\theta/ds$, второй — с продольным растяжением стержня и формирует продольную силу через $\lambda(S)$. Таким образом, инвариант C задает геометрический баланс между изгибной и продольной деформациями: изменение одного из факторов неизбежно компенсируется изменением другого, чтобы сохранялась величина $\kappa(s) = C$.

В этой связи необходимо явно определить природу продольной силы в строгой геометрии. Поскольку каждая точка нейтрального слоя в недеформированном состоянии описывается топологической координатой S , а в деформированном — истинной дуговой координатой s , их связь задается метрическим соотношением Френе: $ds = \lambda(S)dS$.

Относительное удлинение элементарного участка, возникающее при переходе от dS к ds , определяется как:

$$\varepsilon(S) = \frac{ds - dS}{dS} = \lambda(S) - 1.$$

Согласно одноосному закону Гука, продольная сила, обусловленная геометрическим растяжением нейтрального слоя, равна:

$$N_{geom}(S) = EA(\lambda(S) - 1). \quad (19)$$

Однако в общем случае продольная сила имеет двойственную природу:

$$N(S) = N_{ext}(S) + N_{geom}(S), \quad (20)$$

где $N_{ext}(S)$ — реакция конструкции на внешние продольные воздействия; $N_{geom}(S)$ возникает неизбежно при искривлении оси стержня.

Таким образом, $N(S)$ непосредственно выражается через метрический множитель $\lambda(S)$, описывающий переход от параметризации S к истинной дуговой координате s . В классической теории Эйлера – Бернулли этот вклад исчезает вследствие допущения $\lambda(S) \equiv 1$.

Выражение (19) является классическим, однако в контексте ТТБ оно приобретает новый структурный смысл — продольная сила $N(S)$ выражается непосредственно через метрическую плотность $\lambda(S)$, которая определяет переход от недеформированной координаты S к истинной дуговой длине s .

Объединяя это соотношение с инвариантом (16), получаем принципиально важный результат: изгибающие (угловые) деформации и продольные (метрические) деформации оказываются связанными через одну и ту же геометрию деформированной оси. Поскольку изгибающий момент определяется через истинную кривизну (18), а продольная сила — через относительное

удлинение (11), оба внутренних усилия $M(S)$ и $N(S)$ оказываются геометрически сопряженными через функцию $\lambda(S)$ в строгой геометрической постановке.

Именно метрический множитель $\lambda(S)$ выступает связующим звеном между изгибной и продольной формами деформации, а инвариант (16) задает условие их неизменного баланса. Тем самым формируется фундаментальная предпосылка для получения в дальнейшем явной связи между продольной силой и изгибающим моментом в общем случае переменной кривизны и сложного нагружения.

Если учесть силовой фактор — возвратный потенциал, который определен в работе [12], и в ТТБ определяется как:

$$P(S) = -EI \frac{\theta(S)}{\lambda(S)}, \quad (21)$$

то его практическая значимость становится очевидной. Возвратный потенциал является центральным силовым параметром модели, через который автоматически и линейно восстанавливаются все остальные внутренние усилия. При этом инвариант относительно возвратного потенциала принимает простой вид отношения угла поворота к удлинению:

$$\frac{\theta(S)}{\lambda(S)} = D, \quad (22)$$

что значительно упрощает задачу.

Действительно, в топологической параметризации по S цепочка Луи Мари Анри Навье [13] приобретает строго линейную форму:

$$M(S) = \frac{dP(S)}{dS}; \quad Q(S) = \frac{dM(S)}{dS}; \quad q(S) = -\frac{dQ(S)}{dS}. \quad (23)$$

Эти соотношения показывают, что в ТТБ возвращается фундаментальная структура внутреннего силового баланса, утраченная в классической модели Эйлера – Бернулли из-за линейных кинематических допущений.

Возвратный потенциал $P(S)$ становится главным силовым фактором — аналогом момента M в классике, но допускающим строгую геометрическую интерпретацию и автоматически учитывающим влияние продольного растяжения через $\lambda(S)$ и углового поля $\theta(S)$. В этом контексте инвариант (22) выступает как линейная конститутивная связь между угловыми и линейными деформациями балки в топологической системе координат, а уравнение (21) становится конститутивным уравнением топологической теории балки.

Восстановление геометрии деформированной оси, так же как и в обобщенной теории балки Эйлера – Бернулли, осуществляется путем перехода к декартовой системе координат (x, y) . При этом классические интегралы Френе по истинной дуговой координате s модифицируются для топологической параметризации S с учетом метрического множителя $\lambda(S) = ds/dS$. В результате форма нейтрального слоя описывается следующими обобщенными интегралами Жана Фредерика Френе [14]:

$$\begin{cases} x(S) = \int_0^S \frac{dx(\xi)}{ds} \frac{ds}{d\xi} d\xi = \int_0^S \lambda(\xi) \cdot \cos\theta(\xi) d\xi; \\ y(S) = \int_0^S \frac{dy(\xi)}{ds} \frac{ds}{d\xi} d\xi = \int_0^S \lambda(\xi) \cdot \sin\theta(\xi) d\xi, \end{cases} \quad (24)$$

где S — топологическая координата вдоль деформированной нейтральной оси; $\theta(\xi)$ — локальный угол поворота сечения; $\lambda(\xi)$ учитывает отличие истинной дуговой длины от недеформированной. При $\lambda(S) \equiv 1$ выражения (24) вырождаются в классические интегралы Френе по дуге.

Использование этих обобщенных интегралов Френе позволяет обойти фундаментальное допущение Эйлера $dx \approx \text{const}$ и получить истинную геометрию деформированной оси балки. Именно такой подход — восстановление формы изогнутого стержня посредством квадратур — и предлагал Эйлер (см. формулу (4)), но в ТТБ он реализуется в естественной топологической параметризации с учетом метрического множителя $\lambda(S)$.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

В настоящем разделе выполняется аналитическая верификация топологической теории балки (ТТБ). Она основана на сопоставлении конститутивных соотношений, полученных двумя независимыми методами — через строгую геометрию и через вариационный метод Эйлера – Лагранжа, т.е. посредством минимизации геометрического и энергетического функционалов. Такой анализ позволяет показать внутреннюю непротиворечивость ТТБ и продемонстрировать, что ее силовые уравнения выводятся одновременно и из геометрических соотношений кривизны, и из энергетического принципа минимума потенциальной энергии.

Одновременно с этим будет показан важный — хотя и редко формулируемый явно — факт: классический энергетический функционал Эйлера – Бернулли учитывает только работу изгибающего момента, тогда как продольная работа полностью исключена не по физическим причинам, а как следствие аппроксимации $ds \approx dx$. Следует подчеркнуть, что такой энергетический анализ классической теории носит ретроспективный характер: во времена Эйлера вариационная формулировка еще не существовала (появятся позже — благодаря Лагранжу и Гамильтону [15, 16]), и классическая теория была получена не энергетическим, а геометрическим путем. Лишь в современной интерпретации классическая модель допускает представление через функционал потенциальной энергии — но этот функционал по своей природе неполон.

Для ясности восстановим структуру классической постановки. В модели Эйлера – Бернулли используется предположение о малости угловых деформаций, позволяющее отождествить истинную дуговую длину нейтрального слоя с ее горизонтальной проекцией:

$$ds \approx dx. \quad (25)$$

Данное допущение делает невозможным учет продольного растяжения, поскольку относительное удлинение

$$\varepsilon = \frac{ds - dx}{dx} \quad (26)$$

в силу выражения (25) становится тождественно равным нулю.

Таким образом, единственный вид деформационной энергии, остающийся в классической теории, — это энергия чистого изгиба, определяемая через кривизну:

$$\kappa(x) = \frac{d\theta(x)}{dx}. \quad (27)$$

Современная вариационная запись полной потенциальной энергии балки длиной L , нагруженной изгибающим моментом $M_{ext}(x)$, имеет вид:

$$\Pi_{ЭБ}[\theta] = \frac{EI}{2} \int_0^L \left(\frac{d\theta}{dx} \right)^2 dx - \int_0^L M_{ext}(x) \theta(x) dx. \quad (28)$$

Минимизация функционала формулы (28) по $\theta(x)$ приводит к уравнению Эйлера – Лагранжа:

$$\frac{d}{dx} \left(EI \frac{d\theta}{dx} \right) = M_{ext}(x). \quad (29)$$

Из формулы (29) вытекает конститутивное соотношение классической теории:

$$M(x) = EI \frac{d\theta}{dx}. \quad (30)$$

Эта связь энергетически корректна в рамках классической модели, но является прямым следствием исключения продольной работы из функционала. В действительности истинная энергия деформации должна включать вклад продольного растяжения нейтрального слоя, однако в классической постановке он невозможен из-за аппроксимации (25).

Кроме того, как показано в работе [12], основная неизвестная классической теории балки — функция $y(x)$ не является функцией прогиба, хотя традиционно ею считается. Классическая модель дает корректные значения только кривизны и углов поворота балки — т.е. первые и вторые производные «функции прогиба». Именно они используются при построении энергетического функционала (28), тогда как сам прогиб не является независимой кинематической переменной и восстанавливается лишь параметрическим интегрированием.

Таким образом формула (30) является единственным энергетически обоснованным законом для классической теории балки: продольная сила в ней отсутствует не вследствие физической идеализации, а из-за встроеного геометрического приближения, не позволяющего учесть метрическую неоднородность деформированного состояния.

В отличие от классической постановки, в топологической теории балки геометрия и энергия описываются существенно точнее. Для вывода энергетического инварианта рассмотрим комплементарный функционал в силовой форме, задаваемый через возвратный потенциал $P(S)$ и метрический множитель $\lambda(S)$:

$$\hat{\Pi}_{\text{ТТБ}}[P, \lambda] = \int_0^{L_S} \left[\frac{P^2(S)}{2EI} \lambda(S) - P(S) \Theta_{\text{ext}}(S) \right] dS,$$

где $\Theta_{\text{ext}}(S)$ характеризует заданное распределение угловых деформаций.

Здесь знак «минус» при работе внешних угловых воздействий отражает тот факт, что возвратный потенциал направлен на восстановление исходного состояния, т.е. является внутренним силовым противодействием деформирующим воздействиям.

Минимизация этого функционала по $P(S)$ (в отсутствие производных $P'(S)$) приводит к алгебраическому уравнению:

$$\frac{P(S)\lambda(S)}{EI} = \Theta_{\text{ext}}(S).$$

С учетом определения возвратного потенциала, $P(S) = -EI \theta(S)/\lambda(S)$, получаем:

$$-\theta(S) = \Theta_{\text{ext}}(S) \Rightarrow \frac{\theta(S)}{\lambda(S)} = -\Theta_{\text{ext}}(S).$$

В эталонной задаче $\Theta_{\text{ext}}(S) = \text{const.}$, поэтому отношение $\theta(S)/\lambda(S)$ остается постоянным вдоль стержня:

$$\frac{\theta(S)}{\lambda(S)} = D = \text{const.} \quad (31)$$

Полученный инвариант (31) отражает баланс продольной и угловой деформаций в силовой формулировке ТТБ. Однако для полной верификации модели необходимо показать, что аналогичный инвариант возникает и при вариации энергии относительно геометрически строгой кривизны — т.е. в геометрической форме вариационного принципа.

Другими словами, энергетическая строгость ТТБ должна проявляться в том, что оба независимых функционала — комплементарный (в терминах P) и геометрический (в терминах θ) — приводят к тождественной конститутивной связи.

Поэтому далее рассмотрим вариацию функционала полной потенциальной энергии относительно углового поля $\theta(S)$, учитывая метрическую структуру деформированного состояния по соотношению Френе $ds = \lambda(S)dS$ и истинное определение кривизны:

$$\kappa(s) = \frac{d\theta}{ds} = \frac{1}{\lambda(S)} \frac{d\theta}{dS}.$$

Тогда упругая энергия изгиба в топологической параметризации принимает вид:

$$\Pi_{\text{ТТБ}}[\theta, \lambda] = \frac{EI}{2} \int_0^{L_s} \kappa^2(S) dS - \int_0^{L_s} M_{\text{ext}}(S) \theta(S) dS.$$

С учетом выражений для κ и ds получаем:

$$\kappa^2(s) ds = \left(\frac{1}{\lambda(S)} \frac{d\theta}{dS} \right)^2 \lambda(S) dS = \frac{1}{\lambda(S)} \left(\frac{d\theta}{dS} \right)^2 dS,$$

и функционал переписывается как:

$$\Pi_{\text{ТТБ}}[\theta, \lambda] = \frac{EI}{2} \int_0^{L_s} \frac{1}{\lambda(S)} \left(\frac{d\theta}{dS} \right)^2 dS - \int_0^{L_s} M_{\text{ext}}(S) \theta(S) dS. \quad (32)$$

Это точный аналог классического функционала (28), но уже в строгой геометрии и с явным учетом метрического множителя $\lambda(S)$.

Минимизация функционала (32) по $\theta(S)$ приводит к уравнению Эйлера – Лагранжа:

$$\frac{d}{dS} \left(EI \frac{1}{\lambda(S)} \frac{d\theta}{dS} \right) = M_{\text{ext}}(S). \quad (33)$$

Если определить изгибающий момент как:

$$M(S) = EI \frac{1}{\lambda(S)} \frac{d\theta}{dS}, \quad (34)$$

то формула (33) принимает классический по форме вид:

$$\frac{dM(S)}{dS} = M_{\text{ext}}(S),$$

что является строгим вариационным обоснованием конститутивного соотношения (34) в ТТБ.

Теперь получим энергетическое обоснование инварианта C . Рассмотрим участок балки вне зоны приложения внешнего момента, т.е. при:

$$M_{\text{ext}}(S) \equiv 0.$$

Тогда из формулы (33):

$$\frac{d}{dS} \left(\frac{1}{\lambda(S)} \frac{d\theta}{dS} \right) = 0 \Rightarrow \frac{1}{\lambda(S)} \frac{d\theta}{dS} = C = \text{const}. \quad (35)$$

Используя определение кривизны:

$$\kappa(s) = \frac{d\theta}{ds} = \frac{1}{\lambda(S)} \frac{d\theta}{dS} = C.$$

получаем постоянство истинной кривизны и, следовательно, формула (18) = const, что полностью совпадает с классическим результатом для участка чистого изгиба, но теперь получено в строгой геометрически-энергетической постановке, без приближения $ds \approx dx$.

Таким образом:

- вывели инвариант $\frac{1}{\lambda(S)} \frac{d\theta}{dS} = C$ не только геометрически (как в разделе «Метод»), но и как первый интеграл вариационной задачи для функционала (32);
- показали, что геометрический и энергетический подходы в ТТБ приводят к одному и тому же инварианту C , который выражает постоянство истинной кривизны (и момента) в задаче чистого изгиба.

Сопоставляя результаты геометрического и энергетического анализа, полученные в настоящем разделе, следует подчеркнуть фундаментальное обстоятельство: оба инварианта топологической теории балки — C и D — являются первыми интегралами вариационной постановки, но в двух взаимодополняющих формулировках.

Инвариант

$$\frac{1}{\lambda(S)} \frac{d\theta}{dS} = C = \text{const},$$

возникает при минимизации функционала по угловому полю $\theta(S)$ для эталонной задачи истинного изгиба и выражает постоянство истинной кривизны и, следовательно, постоянство изгибающего момента при отсутствии распределенной нагрузки.

Инвариант

$$\frac{\theta(S)}{\lambda(S)} = D = \text{const},$$

получается в сопряженной вариационной постановке, где минимизируется комплементарная энергия относительно возвратного потенциала $P(S)$. Этот инвариант представляет собой линейную конститутивную связь между угловыми и продольными деформациями балки и непосредственно приводит к энергетически строгому выражению возвратного потенциала:

$$P(S) = -EI \frac{\theta(S)}{\lambda(S)}.$$

Таким образом, оба инварианта C и D относятся к одному и тому же силовому полю балки, но характеризуют различные фундаментальные связи между изгибом и продольным растяжением (табл.).

Фундаментальные инварианты топологической теории балки (ТТБ)

Инвариант	Геометрический смысл	Физический смысл	Продольная сила
$\frac{1}{\lambda(S)} \frac{d\theta}{dS} = C$	Постоянная истинная кривизна	Постоянный истинный момент	Может быть $\neq 0$
$\frac{\theta(S)}{\lambda(S)} = D$	Постоянное θ/λ	Баланс изгиба и растяжения	Учитывается явно

Fundamental invariants of the Topological Beam Theory (TBT)

Invariant	Geometric meaning	Physical interpretation	Axial force
$\frac{1}{\lambda(S)} \frac{d\theta}{dS} = C$	Constant true curvature	Constant true bending moment	May be non-zero
$\frac{\theta(S)}{\lambda(S)} = D$	Constant ratio θ/λ	Geometric balance between bending and stretching	Explicitly accounted for

Оба инварианта выведены строго вариационно, без каких-либо аппроксимаций типа $ds \approx dx$. Геометрический и энергетический подходы дают одно и то же конститутивное ядро ТТБ, что подтверждает ее внутреннюю непротиворечивость и фундаментальную строгость.

Обобщенная теория балки Эйлера – Бернулли [12] получается как частный, вырожденный случай ТТБ при $\lambda(S) \equiv 1$, что устраняет геометрически индуцированную продольную деформацию и тем самым приводит к исчезновению инварианта $\frac{\theta(S)}{\lambda(S)} = D$, поскольку в выражении возвратного потенциала $P(S)$ он сводится к $\theta(S)$ как единственной деформационной переменной:

$$N(S) = 0; P(S) = -EI\theta(S); M(S) = \frac{dP}{dS}; Q(S) = \frac{d^2P}{dS^2}; q(S) = -\frac{d^3P}{dS^3}.$$

Классическая теория Эйлера – Бернулли представляет собой дальнейшую линейную геометрическую аппроксимацию, в которой истинная дуговая координата нейтрального слоя заменяется ее горизонтальной проекцией: $ds \approx dx$, причем $dx = \text{const}$.

Угол поворота $\theta(x)$ и его производная $d\theta/dx$ определяются в прямолинейной координате $x \in [0, L]$, являющейся разверткой естественной лагранжевой координаты $s \in [0, L]$.

Такое допущение означает предустановленное продольное стеснение нейтрального слоя: геометрически балка при изгибе *всегда* удлиняется и возникает геометрически индуцированная продольная сила, стремящаяся вернуть ее к исходной длине.

Однако в классической постановке эта продольная деформация:

- не допускается геометрически (поскольку $ds \approx dx$);
- не учитывается энергетически (в функционале отсутствует вклад осевой работы);
- формально подменяется постоянным условием $N(x) \equiv 0$.

Таким образом теряется метрическая структура деформированного состояния, а связь между изгибом и растяжением исчезает, что приводит к внутреннему энергетическому вырождению модели:

$$N(x) = 0; M(x) = EI \frac{d\theta}{dx}; Q(x) = \frac{dM}{dx}; q(x) = -\frac{dQ}{dx}.$$

Таким образом, топологическая теория балки формирует геометрически строгую, энергетически строгую и внутренне согласованную модель, которая сохраняет все преимущества классической теории, но выводит ее за пределы линейных ограничений. В отличие от модели Эйлера – Бернулли, ТТБ допускает естественный учет геометрически индуцированного продольного растяжения:

$$N_{geom}(S) = EA(\lambda(S) - 1)$$

в совокупности с внешними продольными воздействиями, обеспечивая корректное представление полной осевой силы:

$$N(S) = N_{ext}(S) + N_{geom}(S).$$

При этом метрическая деформация $\lambda(S)$ и угловая деформация $\theta(S)$ остаются структурно связанными с изгибающим моментом и возвратным потенциалом через соответствующие инварианты ТТБ — C и D , которые обеспечивают непрерывный баланс изгиба и растяжения в строгой геометрической постановке.

Принятые в работе соглашения о положительных направлениях и знаках силовых факторов определяют вид дифференциальных уравнений равновесия; изменение этих соглашений может приводить лишь к смене знака при некоторых членах, не затрагивая фундаментальной структуры модели.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В настоящей работе выполнено переосмысление классической теории изгиба балки, основанной на фундаментальной идее Якоба Бернулли. Центральный закон, установленный им более трех веков назад — пропорциональная связь кривизны и изгибающего момента $\kappa \propto M$ —

остается неизменным. Однако меняется наше понимание того, где и как эта пропорциональность реализуется.

Эйлер, развивая идеи Якоба Бернулли (см. выделенный фрагмент текста на рис. 1), справедливо отметил:

«...хотя это уже превосходно было сделано великим мужем Якобом Бернулли; однако, пользуясь представившейся возможностью, добавлю несколько замечаний относительно свойств упругих кривых, их различных видов и форм, что либо упущено другими, либо рассмотрено лишь вскользь».

Используя прямоугольную систему координат, которая представилась ему наиболее удобной для перехода от пропорциональности кривизны и момента к равенству $\kappa = \frac{M}{EI}$, Эйлер

тем самым выбрал удобную развертку кривой в прямую ось x . Однако это удобство сопровождалось допущением $ds \approx dx$, что позволило построить классическую теорию балки, но ценой утраты продольной деформации нейтрального слоя. Именно эта линейная подмена метрической структуры породила то, что сегодня принято называть «геометрически нелинейными задачами».

Выполненная работа [12] показывает: геометрическая нелинейность — не особый режим деформирования, а следствие выбора координат.

Переход к топологической координате S , сохраняющей истинную дуговую длину $ds = \lambda(S)dS$, позволяет устранить это искажение. На этой основе сформулирована топологическая теория балки (ТТБ) — геометрически и энергетически строгая модель изгиба стержней, в которой:

- введен возвратный потенциал $P(S)$ как главный силовой фактор;
- получены два независимых вариационных инварианта C и D ;
- показано, что продольная сила $N(S)$ является естественной частью изгиба;
- классическая модель Эйлера – Бернулли возникает как ее вырожденный линейный случай, соответствующий $\lambda(S) \equiv 1$.

Отсюда вытекает ключевой результат: истинный изгиб не может существовать без продольных деформаций. «Чистый изгиб» как состояние с $M \neq 0$ и $N = 0$ «существует» только в линейной геометрической аппроксимации, а не в реальной механике.

Таким образом, спустя более 330 лет теория балки возвращается к своим истокам — но на новом уровне строгости и глубины. Перефразируя Эйлера, можно сказать, что в настоящей работе, *«пользуясь представившейся возможностью, мы добавили некоторые замечания относительно свойств упругих кривых, их различных видов и форм, что иные упустили или коснулись лишь вскользь».* По сути здесь реализуется тот же фундаментальный закон изгиба Бернулли — пропорциональная связь кривизны и момента, — но теперь в топологической системе координат, сохраняющей истинную геометрию деформированной оси. Суть закона остается прежней; изменяется лишь форма его выражения — и вместе с этим устраняются ограничения, привнесенные прямоугольной координатой и допущением $ds \approx dx$.

Известно, что Якоб Бернулли завещал украсить свою могилу в Базеле логарифмической (равноугольной) спиралью — *spira mirabilis* — и латинским девизом «*Eadem mutata resurgo*», что обычно переводят как «Хотя изменяюсь, восстаю той же самой». Логарифмическая спираль обладает свойством самоподобия: при любой гомотетии с центром в полюсе и соответствующем повороте ее образ совпадает с исходной кривой, т.е. форма кривой остается неизменной, меняется лишь масштаб. Именно эта удивительная инвариантность и поразила Бернулли. В нашем контексте надпись и спираль на могиле Якоба Бернулли можно трактовать как символ того, что к поставленной им задаче о связи кривизны и внутренних усилий будут многократно возвращаться на все более высоком уровне развития теории упругости — что, по сути, и произошло. Не исключено, что в будущем задача Бернулли еще не раз будет перефор-

мулирована в других системах координат, что позволит получать более простые и строгие решения без сопутствующих геометрических погрешностей. Однако уже сейчас можно с уверенностью утверждать, что один принцип останется неизменным: пропорциональная связь между изгибающим моментом и кривизной упругой линии, установленная Бернулли $k \propto M$, сохранит свою справедливость независимо от выбора координат.

Зависимость между прогибом и кривизной имеет важное прикладное значение в расчетах изгибаемых железобетонных элементов по деформациям в рамках проверок критериев второй группы предельных состояний. Полученные результаты могут быть распространены и на расчет внецентренно сжатых элементов, который выполняется по деформированной схеме.

Неслучайно, что такая изящная форма связи между изгибающим моментом и кривизной представлена на обложке научно-технического журнала «Железобетонные конструкции»: $N = FY/EI$, как дань уважения и памяти выдающегося ученого, как постоянный, непреложный закон вселенной. Этот закон в такой форме записи таит в себе еще много неисследованного и удивительных открытий.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Галилей Г. Беседы и математические доказательства, касающиеся двух новых наук. Лейден : Изд. Лодевейка Эльзевира, 1638. 300 с.
2. Гук Р. О восстанавливающей силе, или о свойствах упругих. Лондон : John Martyn, 1678. 56 с.
3. Гюйгенс Х. Колебательные часы, или геометрические доказательства о движении маятников, примененном к часам. Париж : F. Muguet, 1673. 160 с.
4. Бернулли Я. Кривизна упругой пластины. Ее идентичность с кривизной полотна, натянутого под действием веса. Радиусы кругов касания, выраженные в простейших терминах, вместе с некоторыми новыми теоремами, относящимися к этому вопросу // Acta Eruditorum. 1694. С. 262–276.
5. Бернулли Я. Решение задачи Лейбница о кривой с равными приближениями и отступлениями от заданной точки посредством выпрямления упругой кривой // Acta Eruditorum. 1694. С. 276–280.
6. Бернулли Я. Истинная гипотеза сопротивления твердых тел с доказательством кривизны тел, обладающих упругостью // История Королевской академии наук Парижа. 1705. С. 139–150.
7. Бернулли Я. Построение кривой с равными приближениями и отступлениями, с использованием выпрямления некоторой алгебраической кривой: дополнение к недавно опубликованному решению за июнь // Собрание сочинений Якоба Бернулли. Т. 1. Лозанна; Женева : Марк-Мишель Буске, 1744. С. 608–612.
8. Бернулли Д. Размышления и пояснения о новых колебаниях струн, изложенные в мемуарах Академии за 1747 и 1748 годы // История Королевской академии наук и изящной словесности Берлина с мемуарами за тот же год, взятыми из регистров этой академии. Берлин : Королевская академия наук и изящной словесности. Т. 9. С. 147–172.
9. Бернулли Д. О смешении нескольких видов простых изохронных колебаний, которые могут сосуществовать в одной и той же системе тел // История Королевской академии наук и изящной словесности Берлина с мемуарами за тот же год, взятыми из регистров этой академии. Берлин : Королевская академия наук и изящной словесности, 1753. Т. 9. С. 173–195.
10. Бернулли Д. Письмо № 15 к Л. Эйлеру от 24 мая 1738 г. под ред. П.Н. Фусса. СПб. : Императорская Академия наук, 1843. Т. 2. С. 446–448.
11. Эйлер Л. Метод нахождения кривых линий, обладающих свойствами максимума или минимума, или решение изопериметрической задачи, взятой в самом широком смысле. Лозанна; Женева : Марк-Мишель Буске, 1744.
12. Нещадимов В.А. Обобщенная теория балки Эйлера – Бернулли с возвратным потенциалом // Железобетонные конструкции. 2025. Т. 10. № 2. С. 34–50. DOI: 10.22227/2949-1622.2025.2.41-57
13. Навье К.-Л.-М.-А. Краткое изложение лекций, прочитанных в Школе мостов и дорог по применению механики к сооружению конструкций и машин. Париж : Фирмен Дидо, 1826. 500 с.
14. Френе Ж.Ф. О кривых двойной кривизны // Журнал чистой и прикладной математики. 1847. Т. 17. С. 437–447.
15. Лагранж Ж.-Л. Аналитическая механика. Париж : Вев. Десан, 1788. 512 с.
16. Гамильтон У.Р. Об общем методе в динамике // Труды Лондонского королевского общества. 1834. Т. 124. С. 247–308.

REFERENCES

1. Galilei G. *Discorsi e dimostrazioni matematiche intorno a due nuove scienze*. Leiden, 1638; 300. (in Russian).
2. Hooke R. *De Potentia Restitutiva, or Of Spring: Explaining the Power of Springing Bodies*. London, John Martyn, 1678. (in Russian).

3. Huygens C. *Horologium Oscillatorium, sive de motu pendulorum ad horologia aptato demonstrationes geometricae*. Paris, F. Muguet, 1673; 160. (in Russian).
4. Bernoulli J. *Curvatura Laminae Elastica. Ejus Identitas cum Curvatura Lintei a pondere inclusi studii expansi. Radii Circulorum Osculantium in terminis simplicissimis exhibit, una cum novis quibusdam Theorematis huc pertinentibus*. *Acta Eruditorum*. 1694; 262-276. (in Russian).
5. Bernoulli J. *Solutio problematis Leibnitiani de curva accessibus et recessibus aequalibus a puncto dato, mediante rectificatione curva elastica*. *Acta Eruditorum*. 1694; 276-280. (in Russian).
6. Bernoulli J. *Véritable hypothèse de la résistance des solides, avec la démonstration de la courbure des corps qui font ressort*. *Histoire de l'Académie Royale des Sciences de Paris*. 1705; 139-150. (in Russian).
7. Bernoulli J. *Constructio Curvae Accessus et Recessus aequabilis, Ope Rectificationis Curvae cujusdam algebraicae: Addenda nuperæ solutioni Mensis Junii*. *Opera Omnia, Tomus I*. Lausanne; Geneva, Marcum-Michaelem Bousquet, 1744; 608-612. (in Russian).
8. Bernoulli D. *Réflexions et éclaircissemens sur les nouvelles vibrations des cordes exposées dans les mémoires de l'Académie de 1747 & 1748*. *Histoire de l'Académie Royale des Sciences et des Belles Lettres de Berlin avec les Mémoires pour la même année, tirez des registres de cette Académie*. 1755; 9:147-172. (in Russian).
9. Bernoulli D. *Sur le mélange de plusieurs espèces de vibrations simples isochrones, qui peuvent coexister dans un même système de corps*. *Histoire de l'Académie Royale des Sciences et des Belles Lettres de Berlin avec les Mémoires pour la même année, tirez des registres de cette Académie*. 1755; 9:173-195. (in Russian).
10. Bernoulli D. Letter No. 15 to L. Euler, dated May 24, 1738 / Fuss P.H. (ed.). *Correspondence on Mathematics and Physics of Some Famous Geometers of the 18th Century*. Vol. 2. Saint Petersburg, Imperial Academy of Sciences, 1843; 446-448. (in Russian).
11. Euler L. *Methodus inveniendi lineas curvas maximi minimive proprietate gaudentes, sive solutio problematis isoperimetrici latissimo sensu accepti*. Lausanne; Geneva, Marcum-Michaelem Bousquet, 1744. (in Russian).
12. Neshchadimov V.A. Generalized Euler–Bernoulli beam theory with return potential Reinforced Concrete Structures. 2025; 2(10):41-57. DOI: 10.22227/2949-1622.2025.2.41-57 (in Russian). (in Russian).
13. Navier C.-L.-M.-H. *Résumé des leçons données à l'École des ponts et chaussées sur l'application de la mécanique à l'établissement des constructions et des machines*. Paris, Firmin Didot père et fils, 1826; 500. (in Russian).
14. Frenet J.F. *Sur les courbes à double courbure*. *Journal de Mathématiques Pures et Appliquées*. 1847; 17:437-447. (in Russian).
15. Lagrange J.-L. *Mécanique analytique*. Paris, Veuve Desaint, 1788; 512. (in Russian).
16. Hamilton W.R. *On a General Method in Dynamics*. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*. 1834; 124:247-308. (in Russian).



УДК 550.34.01

DOI: 10.22227/2949-1622.2025.3.58-68

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Результаты расчета высотного здания на сейсмическое воздействие по различным нормативным документам

Н.Н. Трекин^{1*}, С.С. Михайлова

¹ Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация

* miharun@yandex.ru

Ключевые слова: железобетонное здание, напряженно-деформированное состояние, динамика, сейсмическое воздействие, землетрясение, расчет конструкций, American Society of civil Engineers (ASCE), Eurocode 8

История статьи

Поступила в редакцию: 21.06.2025

Доработана: 01.07.2025

Принята к публикации: 07.07.2025

Для цитирования

Трекин Н.Н., Михайлова С.С. Результаты расчета высотного здания на сейсмическое воздействие по различным нормативным документам // Железобетонные конструкции. 2025. Т. 11. № 3. С. 58–68.

Аннотация. Приведены результаты расчета высотного здания с рамно-связевым каркасом из монолитного железобетона, расположенного на скальном основании, на эксплуатационные и сейсмические воздействия по нормативным документам следующих стран: России и стран бывшего СССР, стран Европейского союза, США, Турции. Расчет выполнялся линейно-спектральным методом на сейсмическое воздействие с ускорением в основании 1 и 2 м/с². В работе отмечены некоторые особенности подхода к определению сейсмической силы. Выполнено сравнение по максимальным перемещениям по направлению сейсмического воздействия и усилиям в элементах несущей системы многоэтажного здания: угловой, крайней и средней пилонов первого этажа. Полученные результаты свидетельствуют о схожем подходе к проблеме расчета здания методом разложения по собственным формам на сейсмическое воздействие. Вместе с тем выявлены некоторые нормативные документы, при которых возникают наибольшие и наименьшие усилия.

The Results of Calculating the Seismic Impact of a High-Rise Building According to Various Regulatory Documents

Nikolay N. Trekin^{1*}, Sophia S. Mikhailova¹

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

* nik-trekin@yandex.ru

Николай Николаевич Трекин, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры ЖБК, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 4721-2525, Scopus: 6507199486, ORCID: 0000-0002-3007-9499, E-mail: nik-trekin@yandex.ru

София Сергеевна Михайлова, студент, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; E-mail: mikh.sofija@yandex.ru

© Трекин Н.Н., Михайлова С.С., 2025



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

Keywords: reinforced concrete building, stress-strain state, dynamics, seismic impact, earth-quake, structural calculation American Society of civil Engineers (ASCE), Eurocode 8

Article history

Received: 21.06.2025

Revised: 01.07.2025

Accepted: 07.07.2025

For citation

Trekin N.N., Mikhailova S.S. The Results of Calculating the Seismic Impact of a High-Rise Building According to Various Regulatory Documents. *Reinforced concrete structures*. 2025; 3(11):58-68.

Abstract. The results of calculating a high-rise building with a frame-braced frame made of monolithic reinforced concrete, located on a rocky base, for operational and seismic impacts according to regulatory documents from the following countries: Russia and the countries of the former USSR, the European Union, the USA, Turkey. The calculation was performed using the linear spectral method for seismic effects with acceleration at the base of 1 and 2 m/s². The paper notes some peculiarities of the approach to the definition of seismic force. A comparison was made in terms of maximum displacements in the direction of seismic impact and forces in the elements of the bearing system of a multi-storey building: the corner, edge and middle pylons of the first floor. The results obtained indicate a similar approach to the problem of calculating a building by decomposing forms of natural oscillations of the system for seismic effects. At the same time, some regulatory documents have been identified that generate the most and least force.

ВВЕДЕНИЕ

Теория сейсмостойкости развивалась постепенно, каждая новая катастрофа преподносила уроки, опыт которых давал новые знания о механизмах возникновения землетрясений, характере их проявления [1–5]. Одновременно каждое землетрясение — проверка инженерных знаний, требований к конструктивным решениям [6, 7]. В каждом регионе имеется уникальный подход к вопросу решения проблемы расчета и конструирования здания в сейсмоопасном районе строительства. Ключевой вклад, прежде всего, внесли ученые следующих стран: России и бывшего СССР, Европейского союза, США, Турции. Расчет на сейсмическое воздействие по нормам перчисленных стран предполагает расчет по линейно-спектральному методу, в основе которого лежит разложение по собственным формам и система коэффициентов. В нормативном документе нашей страны подходы к назначению коэффициентов к сейсмической силе претерпевали неоднократное изменение. При этом некоторые положения свода правил «Строительство в сейсмических районах» и на сегодняшний момент остаются дискуссионными [8–11]. Рассмотрение опыта других стран в области расчета на сейсмическое воздействие [12–15] может послужить для дальнейшего корректирования российского нормативного документа. В работе исследовался отклик железобетонного здания на сейсмическое воздействие по нормативным документам [16–24].

МЕТОД

Постановка задачи. Выполним расчет на сейсмическое воздействие высотного здания с рамно-связевым каркасом. Высота здания составляет 101 м, высота этажа — 3,3 м. Толщина перекрытия — 0,2 м. Пилоны — прямоугольного сечения, толщиной 0,3 м до отметки +36,2 и толщиной 0,2 выше этой отметки.

Все конструкции выполнены из бетона класса В30, рабочая арматура — класса А500. Общий вид здания представлен на рис. 1, план здания — на рис. 2. К зданию приложены постоянные (собственный вес конструкций, нагрузка от полов и перегородок) и временные нагрузки. Сейсмическое воздействие рассматривалось по ортогональным горизонтальным направлениям. Значение ускорения в уровне основания принималось равным 1,0 и 2,0 м/с².

Nikolay N. Trekin, Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN- code: 4721-2525, Scopus: 6507199486, ORCID: 0000-0002-3007-9499, E-mail: nik-trekin@yandex.ru

Sofia S. Mikhailova, student, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation, E-mail: mikh.sofija@yandex.ru

Скальный грунт в основании смоделирован жестким закреплением вертикальных конструкций в уровне 1-го этажа. Расчеты выполнялись в ПК ЛИРА САПР 24, анализировались амплитуда колебаний и усилия в пилонах.

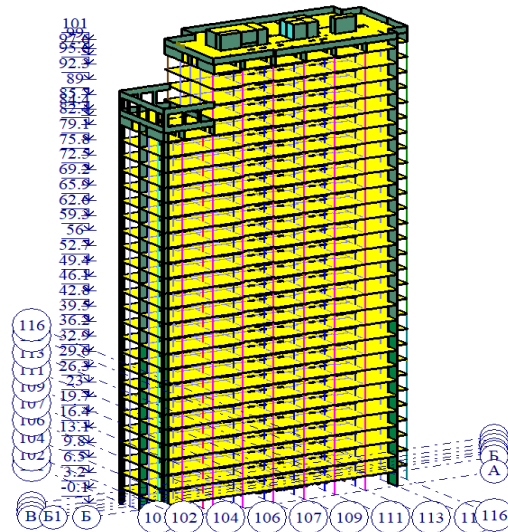


Рис. 1. Общий вид многоэтажного здания
Fig. 1. General view of a multi-storey building



Рис. 2. План типового этажа здания
Fig. 2. The floor plan of a typical building

Подходы к определению сейсмической силы по различным нормативным документам. Согласно СП 14.13330.2018 расчетная сейсмическая нагрузка, соответствующая i -й форме собственных колебаний зданий или сооружений, определяется по формуле:

$$S_{ik}^j = K_0 K_1 S_{0ik}^j, \quad (1)$$

где K_0 — коэффициент, учитывающий назначение сооружения и его ответственность; K_1 — коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений; S_{0ik}^j — значение сейсмической нагрузки для i -й формы собственных колебаний, определяемое в предположении упругого деформирования конструкции.

В расчет принимались коэффициенты K_0 , K_1 по СП 267.1325800.2016 «Здания и комплексы высотные. Правила проектирования».

В СНиП II-7–81 формула расчетной сейсмической нагрузки аналогична формуле, представленной выше, в ней также присутствуют два коэффициента: K_1 — коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений; K_2 — коэффициент, учитывающий конструктивные решения зданий и сооружений.

СП Республики Казахстан 2.03-30–2017 в формуле расчетной сейсмической силы коэффициенты γ_{lv} , γ_{lh} учитывают класс ответственности и этажность. Коэффициент поведения q — аналог российского K_1 , определяется для различных конструктивных типов систем зданий и инженерных сооружений и учитывается в формуле спектра расчетных реакций.

В нормативном документе Республики Армения II-6.02–2006 сейсмическая нагрузка определяется инерционной силой i -й формы собственных колебаний и тремя коэффициентами: k_1 — коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений; k_2 — коэффициент ответственности зданий и сооружений; k_3 — коэффициент взаимодействия между основанием и сооружением.

По нормам Узбекистана КМК 2.01.03–19 расчетная сейсмическая нагрузка в выбранном направлении определяется по формуле:

$$S_{ik} = K_0 K_n K_{Эт} K_p S_{0ik}, \quad (2)$$

где K_0 — коэффициент ответственности; K_n — коэффициент учета повторяемости землетрясений; $K_{Эт}$ — коэффициент, зависящий от этажности здания (сооружения); K_p — коэффициент регулярности; S_{0ik} — инерционная сила, определяемая в предположении упругого деформирования конструкций.

Учет пластической работы конструкций достигается введением коэффициента редукции, который в общем случае определяется по формуле:

$$r = 1 - 1,07\mu T_1, \quad (3)$$

где μ — допускаемая относительная неупругая деформация; T_1 — период собственных колебаний.

Согласно нормам Европейского союза, баланс между сопротивлением и рассеянием энергии характеризуется величинами коэффициента условия работы q и соответствующей классификацией пластичности. В работе был принят класс DCM (средняя пластичность):

$$q = q_0 k_w \geq 1,5, \quad (4)$$

где q_0 — исходная величина коэффициента условия работы, зависящая от типа конструктивной системы и от регулярности по высоте;

k_w — коэффициент, отражающий преобладающий вид разрушения в конструктивных системах со стенами.

Для рамно-связевого каркаса:

$$q_0 = 3,0 \alpha_u / \alpha_1. \quad (5)$$

Класс ответственности сооружения учитывается путем умножения нормированного пикового ускорения грунта на коэффициент γ_l .

Нормы Америки ASCE/SEI 7–22 вводят R_0 — коэффициент модификации отклика, который зависит от типа конструктивной системы и ее материала. R_0 снижает силы до уровня прочности, а не до допустимого уровня напряжения. В локальных расчетах (например, расчет колонн или некоторых узлов) может применяться коэффициент избыточной прочности Ω_b^0 , который увеличивает сейсмическую силу. Также вводится коэффициент ответственности — I_b .

Турецкие нормы ТЕС-2018 к инерционным силам вводят следующие коэффициенты: I — коэффициент важности сооружения; R — коэффициент поведения; D — коэффициент повышения прочности, применимый для зданий и сооружений с нерегулярной структурой.

Приведена табл. 1 с основными коэффициентами, использованными в расчете. По отношению к грунтовому основанию система коэффициентов или изменение бальности сейсмического воздействия в расчете не использовались.

Таблица 1 / Table 1

Основные коэффициенты, вводимые к инерционным сейсмическим силам
Main coefficients applied to inertial seismic forces

Нормативный документ Regulatory Document	Коэффициент, учитывающий назначение сооружения и его ответственность Coefficient Accounting for the Structure's Purpose and Importance	Коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений / Coefficient Accounting for Permissible Damage to Buildings and Structures	Дополнительные коэффициенты Additional Coefficients
СП 14.13330.2018 SP 14.13330.2018	$K_0 = 1,0$	$K_1 = 0,4$	—
СНиП II-7-81 SNiP II-7-81	$K_1 = 1,5$	$K_2 = 0,25$	—
СП Республики Казахстан 2.03-30-2017 SP Republic of Kazakhstan 2.03-30-2017	$\gamma_{1v} = 1,5$ $\gamma_{1h} = 1,8$	$q = 4$	—
СН Республики Армения II-6.02-2006 SN Republic of Armenia II-6.02-2006	$k_2 = 1$	$k_1 = 0,4$	$k_3 = 1$
СНиП Республики Узбекистан КМК 2.01.03-19 SNiP Republic of Uzbekistan КМК 2.01.03-19	$K_0 = 1$	$\mu = 7,5$	$K_{эп} = 1,5$ $K_p = 1,25$
EN 1998 Eurocode 8	$\gamma_I = 1,2$	$q = 3,9$	$k_w = 1$ $\alpha_w/\alpha_1 = 1,3$
American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 7-22	$I_b = 1,5$	$R_0 = 4$	$\Omega_b^0 = 1$
ТЕС: Turkish Earthquake Code-2018	$I = 1,4$	$R = 4$	$D = 2,5$

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Отклик на сейсмическое воздействие выбранного здания анализировался по перемещениям верха по горизонтальным и вертикальному направлениям, продольному усилию и изгибающему моменту в пилонах первого этажа.

Результаты расчета на сейсмическое воздействие с ускорением основания 1 м/с^2

В табл. 2 выведены максимальные перемещения при значении $K_1 = 1$.

Таблица 2 / Table 2

Максимальные перемещения здания при сейсмическом воздействии с ускорением основания 1 м/с^2
Maximum displacements of a building under seismic action with a base acceleration of 1 м/с^2

Нормативный документ Regulatory Document	Максимальное горизонтальное перемещение по X, м Maximum Horizontal Displacement along X, m	Максимальное горизонтальное перемещение по Y, м / Maximum Horizontal Displacement along Y, m	Максимальное вертикальное перемещение по Z, м / Maximum Vertical Displacement along Z, m
СП 14.13330.2018 SP 14.13330.2018	0,352	0,951	0,201
СНиП II-7-81 SNiP II-7-81	0,288	0,976	0,204

СП Республики Казахстан 2.03-30-2017 / SP Republic of Kazakhstan 2.03-30-2017	0,361	1,196	0,213
СН Республики Армения II-6.02-2006 / SN Republic of Armenia II-6.02-2006	0,295	0,763	0,203
СНиП Республики Узбекистан КМК 2.01.03-19 / SNiP Republic of Uzbekistan КМК 2.01.03-19	0,339	1,213	0,214
EN 1998 Eurocode 8	0,295	0,771	0,198
American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 7-22	0,235	0,816	0,195
TEC: Turkish Earthquake Code-2018	0,163	0,664	0,192

В табл. 3, 4 выведены максимальные сжимающее продольное усилие и изгибающий момент вдоль короткой стороны здания для пилонов первого этажа.

Таблица 3 / Table 3

Максимальные продольные силы N в среднем, крайнем и угловом пилоне при сейсмическом воздействии с ускорением основания 1 м/с^2

Maximum longitudinal forces N in the mean, edge and angular pylon under seismic action with base acceleration of 1 m/s^2

Нормативный документ Regulatory Document	Средние пилоны Interior pylons		Крайние пилоны Exterior pylons		Угловые пилоны Corner pylons	
	N_{\max} (МН)	Расположение пилона Placement of the pylon	N_{\max} (МН)	Расположение пилона Placement of the pylon	N_{\max} (МН)	Расположение пилона Placement of the pylon
2	3	4	5	6	7	8
СП 14.13330.2018 SP 14.13330.2018	10,590	А-Б-106	10,333	Г-111	7,851	В2-106
СНиП II-7-81 SNiP II-7-81	10,945	А-Б-106	10,818	Г-111	8,542	В2-106
СП Республики Казахстан 2.03-30-2017 SP Republic of Kazakhstan 2.03-30-2017	11,223	А-Б-106	11,212	Г-111	9,115	В2-106
СН Республики Армения II-6.02-2006 SN Republic of Armenia II-6.02-2006	11,039	А-Б-106	10,619	Г-111	8,312	В2-106
СНиП Республики Узбекистан КМК 2.01.03-19 SNiP Republic of Uzbekistan КМК 2.01.03-19	11,23	А-Б-106	11,219	Г-111	9,262	В2-106
EN 1998 Eurocode 8	10,908	А-Б-106	10,339	Г-111	8,040	В2-106

American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 7–22	10,804	A-B-106	9,696	Г-111	6,855	B2-106
TEC: Turkish Earthquake Code–2018	10,849	A-B-106	9,779	Г-111	7,137	B2-106

Таблица 4 / Table 4

Максимальные изгибающие моменты M_z в среднем, крайнем и угловом пилоне при сейсмическом воздействии с ускорением основания 1 м/с^2

Maximum bending moments M_z in the mean, edge and angular pylon under seismic action with base acceleration of 1 м/с^2

Нормативный документ Regulatory Document	Средние пилоны Interior pylons		Крайние пилоны Exterior pylons		Угловые пилоны Corner pylons	
	M_{\max} (кНм)	Расположение пилона Placement of the pylon	M_{\max} (кНм)	Расположение пилона Placement of the pylon	M_{\max} (кНм)	Расположение пилона Placement of the pylon
СП 14.13330.2018 SP 14.13330.2018	759,01	B2-111	574,32	Г-111	901,5	B2-106
СНиП II-7–81 SNiP II-7–81	930,82	B2-111	730,43	Г-111	1098,72	B2-106
СП Республики Казахстан 2.03-30–2017 SP Republic of Kazakhstan 2.03-30–2017	1125,79	B2-111	882,11	Г-111	1319,9	B2-106
СН Республики Армения II-6.02–2006 SN Republic of Armenia II-6.02–2006	1024,01	B2-111	802,07	Г-111	1184,13	B2-106
СНиП Республики Узбекистан КМК 2.01.03–19 SNiP Republic of Uzbekistan КМК 2.01.03–19	1246,87	B2-111	976,11	Г-111	1447,0	B2-106
EN 1998 Eurocode 8	761,15	B2-111	592,4	Г-111	897,57	B2-106
American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 7–22	813,87	B2-111	627,43	Г-111	917,18	B2-106
TEC: Turkish Earthquake Code–2018	567,0	B2-111	446,25	Г-111	678,37	B2-106

Результаты расчета на сейсмическое воздействие с ускорением основания 2 м/с^2

Далее проводилось исследование поведения системы в случае увеличения силы землетрясения, использовались системы коэффициентов, описанные выше. Параметры сравнения использовались аналогичные тем, что и при расчете с ускорением основания 1 м/с^2 (табл. 5–7).

Таблица 5 / Table 5

Максимальные перемещения здания при сейсмическом воздействии с ускорением основания 2 м/с^2
Maximum displacements of a building under seismic action with a base acceleration of 2 м/с^2

Нормативный документ Regulatory Document	Максимальное горизонтальное перемещение по X, м Maximum Horizontal Displacement along X, m	Максимальное горизонтальное перемещение по Y, м Maximum Horizontal Displacement along Y, m	Максимальное вертикальное перемещение по Z, м Maximum Vertical Displacement along Z, m
СП 14.13330.2018 / SP 14.13330.2018	0,708	1,901	0,257
СНиП II-7-81 / SNiP II-7-81	0,580	1,956	0,254
СП Республики Казахстан 2.03-30-2017 / SP Republic of Kazakhstan 2.03-30-2017	0,724	2,392	0,388
СН Республики Армения II-6.02-2006 SN Republic of Armenia II-6.02-2006	0,593	1,748	0,234
СНиП Республики Узбекистан КМК 2.01.03-19 / SNiP Republic of Uzbekistan KMK 2.01.03-19	0,681	2,427	0,252
EN 1998 Eurocode 8	0,492	1,532	0,212
American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 7-22	0,467	1,625	0,224
TEC: Turkish Earthquake Code-2018	0,382	1,354	0,225

Таблица 6 / Table 6

Максимальные продольные силы N в среднем, крайнем и угловом пилоне при сейсмическом воздействии с ускорением основания 2 м/с^2
Maximum longitudinal forces N in the mean, edge and angular pylon under seismic action with base acceleration of 2 м/с^2

Нормативный документ Regulatory Document СП 14.13330.2018 SP 14.13330.2018	Средние пилоны Interior pylons		Крайние пилоны Exterior pylons		Угловые пилоны Corner pylons	
	N_{\max} (МН)	Расположение пилона Placement of the pylon	N_{\max} (МН)	Расположение пилона Placement of the pylon	N_{\max} (МН)	Расположение пилона Placement of the pylon
2	3	4	5	6	7	8
СНиП II-7-81 SNiP II-7-81	11,107	А-Б-106	11,985	Г-113	10,006	Г-106
СП Республики Казахстан 2.03-30-2017 SP Republic of Kazakhstan 2.03-30-2017	11,167	А-Б-106	12,694	Г-113	11,072	Г-106
СН Республики Армения II-6.02-2006 SN Republic of Armenia II-6.02-2006	11,223	А-Б-106	13,575	Г-113	12,216	Г-106
СНиП Республики Узбекистан КМК 2.01.03-19 / SNiP Republic / of Uzbekistan KMK 2.01.03-19	11,039	А-Б-106	12,273	Г-113	10,612	Г-106
Нормативный документ Regulatory Document	11,367	А-Б-106	13,618	Г-113	12,511	Г-106
EN 1998 Eurocode 8	10,813	А-Б-106	11,802	Г-113	9,654	Г-106

American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 7–22	10,804	A-B-106	12,096	Г-111	9,855	Г-106
TEC: Turkish Earthquake Code–2018	10,995	A-B-106	10,578	Г-111	8,278	B2-106

Таблица 7 / Table 7

Максимальные изгибающие моменты M_z в среднем, крайнем и угловом пилоне при сейсмическом воздействии с ускорением основания 2 м/с^2

Maximum bending moments M_z in the mean, edge and angular pylons under seismic action with base acceleration of 2 m/s^2

Нормативный документ Regulatory Document СП 14.13330.2018 SP 14.13330.2018	Средние пилоны Interior pylons		Крайние пилоны Exterior pylons		Угловые пилоны Corner pylons	
	M_{\max} (кНм)	Расположение пилона Placement of the pylon	M_{\max} (кНм)	Расположение пилона Placement of the pylon	M_{\max} (кНм)	Расположение пилона Placement of the pylon
СНиП II-7-81 SNiP II-7-81	1365,35	B2-111	1107,5	Г-111	1625,31	B2-106
СП Республики Казахстан 2.03-30-2017 SP Republic of Kazakhstan 2.03-30-2017	1747,37	B2-111	1365,91	Г-111	2014,1	B2-106
СН Республики Армения II-6.02-2006 SN Republic of Armenia II-6.02-2006	2137,16	B2-111	1669,28	Г-111	2458,4	B2-106
СНиП Республики Узбекистан КМК 2.01.03-19 SNiP Republic of Uzbekistan КМК 2.01.03-19	2186,7	B2-111	1509,21	Г-111	2186,7	B2-106
Нормативный документ Regulatory Document	2379,32	B2-111	1857,29	Г-111	2712,4	B2-106
EN 1998 Eurocode 8	1280,7	B2-111	1110,7	Г-111	1648,7	B2-106
American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 7-22	1507,18	B2-111	1320,43	Г-111	1707,18	B2-106
TEC: Turkish Earthquake Code–2018	1019,59	B2-111	898,62	Г-111	1275,17	B2-106

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Методика выполнения расчетов на сейсмическую нагрузку линейно-спектральным методом во всех сравниваемых нормах схожа между собой. Различия состоят в использовании различных спектров реакций (ответов) или коэффициента динамичности, а также в применении различных коэффициентов, учитывающих рассеивание энергии за счет допускаемой пластической работы конструкции, класс ответственности здания, конструктивные особенности. В некоторых нормах вводятся дополнительные коэффициенты, учитывающие неоднородность, нерегулярность структуры.

Анализируя результаты расчета на сейсмическое воздействие, можно отметить, что максимальные перемещения и усилия получились близкими между собой. При этом следует отметить, что значения перемещений при расчете по нормативным документам стран бывшего

СССР оказались несколько большими относительно СП 14.13330.2018. Наиболее близкими к значениям при расчете по российскому своду правил на примере данного здания являются нормы Европейского Союза.

При расчете на сейсмическом воздействии с ускорением основания 2 м/с^2 по нормам Казахстана и Узбекистана изгибающий момент и продольное усилие достигают достаточно больших значений, что может потребовать большего количества арматуры при конструировании сечений. Расчет по турецким нормам дал наименьшие значения усилий относительно других сравниваемых документов, что может привести к недостаточному армированию конструкций.

Необходимо отметить, что различия в определении сейсмической силы по разным нормам и как следствие различное напряженно-деформированное состояние конструкций могут быть нивелированы на этапе конструирования, так как в каждом нормативном документе присутствуют дополнительные требования по армированию железобетонных элементов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Перельмутер А.В., Кабанцев О.В.* О концептуальных положениях норм проектирования сейсмостойкого строительства // Вестник МГСУ. 2020. Т. 15. Вып. 12. С. 1673–1684.
2. *Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Щедрин О.С.* Уточнение коэффициента ответственности K_0 при расчете на сейсмостойкость для отдельных конструктивных элементов (колонн) многоэтажных монолитных железобетонных каркасных зданий (в порядке обсуждения) // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2021. № 4. С. 8–18.
3. *Немчинов Ю.И.* Сейсмостойкость зданий и сооружений. Киев : НИИСК Минрегионстроя Украины, 2008. 480 с.
4. *Kim Y.J.* Seismic Analysis and Design of Building Structures. Woodhead Publishing, 2024. 268 p.
5. *Datta T.K.* Seismic analysis of structures. John Wiley & Sons (Asia) Pte Ltd, 2010. 464 p.
6. *Мкртычев О.В.* Безопасность зданий и сооружений при сейсмических и аварийных воздействиях. М. : МГСУ, 2010. 152 с.
7. *Айзенберг Я.М., Кодыш Э.Н., Никитин И.К., Смирнов В.И., Трекин Н.Н.* Сейсмостойкие многоэтажные здания с железобетонным каркасом. М. : Издательство Ассоциации строительных вузов, 2012. 264 с.
8. *Мкртычев О.В., Дорожгинский В.Б., Сидоров Д.С.* Исследование сейсмостойкости железобетонных зданий различных конструктивных схем // Вестник МГСУ. 2015. № 12. С. 66–75.
9. *Кабанцев О.В., Усеинов Э.С., Шарипов Ш.* О методике определения коэффициента допускаемых повреждений сейсмостойких конструкций // Вестник ТГАСУ. 2016. № 2. С. 118–129.
10. *Тамразян А.Г., Мацевич Т.А.* Оценка степени повреждения зданий при землетрясениях методом статистического моделирования // Железобетонные конструкции. 2024; № 7 (3). С. 3–11. DOI: 10.22227/2949-1622.2024.3.3-11
11. *Курбацкий Е.Н., Мондрус В.Л.* Динамические коэффициенты или спектры реакций (ответов) сооружений на сейсмические воздействия? // АCADEMIA. Архитектура и строительство. 2019. № 1. С. 107–114.
12. *Атабемян Р.А., Назаретян С.Н.* Методы определения сейсмических воздействий на сооружения по разным строительным нормам и возможность создания единого метода // Вопросы инженерной сейсмологии. 2022. Т. 49. № 3. С. 39–53.
13. *K Hadar Elmi, Erdal Coskun.* Comparative of Study the Design Spectra Defined by Various Seismic Codes // International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT). 2020. Vol. 9. Pp. 722–728.
14. *Xie Qi.* The application of seismic parameters conversion among different structure design codes // Material Science, Engineering and Applications. 2022. Vol. 2. Pp. 49–55.
15. *Gunawan N., Han A., Gan B.S.* Proposed design philosophy for seismic-resistant buildings // Civil Engineering Dimension. 2019. Vol. 21. Pp. 1–5.
16. СП 14.13330.2018 (Изм. 1, 2, 3, 4). Свод правил. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7–81.
17. СП 267.1325800.2016 (Изм. 1, 2). Свод правил. Здания и комплексы высотные. Правила проектирования.
18. СНиП II-7–81. Строительные нормы и правила. Строительство в сейсмических районах.
19. СП РК 2.03-30-2017. Свод правил Республики Казахстан. Строительство в сейсмических зонах.
20. СН Республики Армения II-6.02-2006. Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования.
21. КМК 2.01.03-19. Строительные нормы и правила Республики Узбекистан. Строительство в сейсмических районах.
22. EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance: EN 1998-1:2004. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
23. ASCE/SEI 7-22. Minimum design loads for buildings and other structures.
24. TEC 2007: Turkish Earthquake Code-2007.

REFERENCES

1. Perelmuter A.V., Kabantsev O.V. On conceptual provisions of design standards for earthquake-resistant construction. *Vestnik MGSU*. 2020; 15(12):1673-1684. (in Russian).
2. Trekin N.N., Kodysh E.N., Shchedrin O.S. Clarification of the coefficient of responsibility K₀ when calculating earthquake resistance for individual structural elements (columns) of multi-storey monolithic reinforced concrete frame buildings (in the order of discussion). *Earthquake-resistant construction. Security of facilities*. 2021; 4:8-18. (in Russian).
3. Nemchinov Yu.I. *Earthquake resistance of buildings and structures*. Kiev, Research Institute of the Ministry of Regional Construction of Ukraine, 2008; 480. (in Russian).
4. Kim Y.J. *Seismic Analysis and Design of Building Structures*. Woodhead Publishing, 2024; 268.
5. Datta T.K. *Seismic analysis of structures*. John Wiley & Sons (Asia) Pte Ltd, 2010; 464.
6. Mkrtichev O.V. *Safety of buildings and structures during seismic and emergency impacts*. Moscow, MGSU, 2010; 152. (in Russian).
7. Aizenberg Ya.M., Kodysh E.N., Nikitin I.K., Smirnov V.I., Trekin N.N. *Earthquake-resistant multi-storey buildings with reinforced concrete frame*. Moscow, Publishing House of the Association of Construction Universities, 2012; 264. (in Russian).
8. Mkrtichev O.V., Dorozhinskiy V.B., Sidorov D.S. Seismic Resistance Calculation of Reinforced Concrete Buildings of Different Structural Schemes. *Vestnik MGSU*. 2015; 12:66-75. (in Russian).
9. Kabantsev O.V., Useinov E.S., Sharipov Sh. Determination of allowable damage factor of antiseismic structures. *Vestnik of Tomsk State University of Architecture and Building*. 2016; 2(55):117-129. (in Russian).
10. Tamrazyan A.G., Matseevich T.A. Estimation of Damage Degree of Buildings in Earthquakes by Statistical Modeling Method. *Reinforced concrete structures*. 2024; 7(3):3-11. DOI: 10.22227/2949-1622.2024.3.3-11 (in Russian).
11. Kurbatskiy E.N., Mondrus V.L. Dynamic coefficients or response spectra of structures to earthquake? *ACADEMIA. Architecture and Construction*. 2019; 1:107-114. (in Russian).
12. Atabekyan R.A., Nazaretyan S.N. Some methods for determining seismic impacts on structures by different building codes and possibility of creating a unified method. *Voprosy Inzhenernoi Seismologii (Problems of Engineering Seismology)*. 2022; 49(3):39-53. (in Russian).
13. K Hadar Elmi, Erdal Coskun. Comparative of Study the Design Spectra Defined by Various Seismic Codes. *International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT)*. 2020; 9:722-728.
14. Xie Qi. The application of seismic parameters conversion among different structure design codes. *Material Science, Engineering and Applications*. 2022; 2:49-55.
15. Gunawan N., Han A., Gan B.S. Proposed design philosophy for seismic-resistant buildings. *Civil Engineering Dimension*. 2019; 21:1-5.
16. SP 14.13330.2018. Seismic building design code. Updated version of SNiP II-7-81. (in Russian).
17. SP 267.1325800.2016. High rise buildings and complexes. Design rules. (in Russian).
18. SNiP II-7-81. Building codes and regulations. Construction in seismic areas. (in Russian).
19. SP of the Republic of Kazakhstan 2.03-30-2017. Code of Rules of the Republic of Kazakhstan. Construction in seismic zones. (in Russian).
20. SN of the Republic of Armenia II-6.02-2006. Earthquake-resistant construction. Design standards. (in Russian).
21. KMK 2.01.03-19. Building codes and regulations of the Republic of Uzbekistan. Construction in seismic areas. (in Russian).
22. EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance: EN 1998-1:2004. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
23. ASCE/SEI 7-22. Minimum design loads for buildings and other structures.
24. TEC 2007: Turkish Earthquake Code-2007.

ПРАВИЛА ДЛЯ АВТОРОВ

В журнале «Железобетонные конструкции» публикуются оригинальные, ранее не опубликованные статьи, содержащие полученные авторами новые научные результаты, представляющие международный интерес. Статьи публикуются для широкой международной читательской аудитории.

Статьи принимаются по следующим тематикам:

- Обоснование, исследование и разработка новых типов несущих и ограждающих железобетонных конструкций.
- Обоснование, разработка и оптимизация конструктивных решений зданий и сооружений с учетом протекающих в них процессов, природно-климатических условий, экономической и конструкционной безопасности на основе математического моделирования с использованием автоматизированных средств исследований и проектирования.
- Создание и развитие эффективных методов расчета и экспериментальных исследований вновь возводимых, восстанавливаемых и усиливаемых строительных конструкций, наиболее полно учитывающих специфику воздействий на них, свойства материалов, специфику конструктивных решений и другие особенности.
- Разработка и совершенствование методов и систем контроля качества строительных конструкций зданий и сооружений в период их строительства, эксплуатации, усиления и восстановления.
- Методы оценки, мониторинга и диагностики технического состояния, усиление и восстановление конструкций и элементов эксплуатируемых зданий и сооружений.
- Оптимальное проектирование железобетонных конструкций.
- Исследование конструктивной безопасности и живучести строительных систем при проектных и запроектных воздействиях.
- Разработка методов расчета железобетонных конструкций при различных силовых и средовых воздействиях, прогнозирование сроков их службы.
- Снижение рисков и обеспечение надежности и конструктивной безопасности зданий и сооружений при чрезвычайных ситуациях природного и техногенного характера (огневых, различных динамических, аварийных ударных) и запроектных воздействиях.
- Развитие теории расчета железобетонных конструкций.
- Сейсмостойкость зданий и сооружений.
- Компьютерное моделирование в строительстве.

К рассмотрению принимаются статьи со структурой, соответствующей международному стандарту **IMRAD**.

1. **Введение (Introduction)**. Раздел, который начинается с описания объекта исследования, затем формулируется актуальность исследования. Приводится обзор мировой литературы, подтверждающий отсутствие в литературных источниках решения данной задачи и указывающий предшественников, на исследованиях которых базируется работа. Формулируется постановка цели исследования, вытекающая из результатов обзора литературы и содержащая перечень намеченных к решению задач.

2. **Метод (Methods)**. В данном разделе подробно описывается выбранный метод исследования. Метод должен быть расписан таким образом, чтобы другой исследователь был способен его воспроизвести.

3. **Результаты и обсуждение (Results and Discussion)**. Результаты рекомендуется представлять преимущественно в виде таблиц, графиков и других иллюстраций. Этот раздел включает анализ полученных результатов, их интерпретацию, сравнение с результатами других авторов.

4. **Заключение (Conclusions)**, в котором кратко подводятся итоги научного исследования. Заключение содержит нумерованные выводы, кратко формулирующие основные научные результаты статьи как установленные авторами зависимости (связи) между параметрами объекта исследования. Выводы должны логически соответствовать поставленным в начале статьи задачам.

5. **Благодарности (Acknowledgement)**. Данный раздел не является обязательным, в нем выражается благодарность за финансовую, информационную и другую поддержку, оказанную в ходе написания статьи.

Представительный список литературы к обзору состояния исследований в мировой научной литературе по рассматриваемой в статье проблеме (раздел **Введение**) характеризует актуальность и качественный уровень проведенных автором исследований. Данные рекомендации составлены согласно общемировым тенденциям и способствуют большей открытости научных публикаций, а также улучшают показатели статей и их авторов в базах данных.

Рекомендации по полноте и представительности:

1. **Объем**. В список литературы рекомендуется включать ссылки на научные статьи, монографии, сборники статей, сборники конференций, электронные ресурсы с указанием даты обращения, патенты. Рекомендуемый объем списка литературы — 20–40 источников, не считая труднодоступных и нормативных источников, а также ссылок на интернет-ресурсы, не являющиеся научными периодическими изданиями. Под труднодоступными источниками понимаются отчеты, альбомы типовых решений и другие подобные источники, отсутствующие в ка-

талогах ведущих российских библиотек-депозитариев (ГПНТБ, РНБ, РГБ). Под нормативными источниками понимаются законы, ГОСТы, СНИПы, СП, а также их иностранные аналоги. Под интернет-ресурсами понимаются сайты в сети Интернет, публикующие информацию без осуществления научного рецензирования. Труднодоступные и нормативные источники рекомендуется упоминать в тексте статьи. Настоятельно не рекомендуем включать в список литературы ссылки на диссертации, авторефераты диссертаций, учебники, учебно-методические пособия, конспекты лекций и другую учебную литературу.

2. Актуальность. Для представительного обзора литературы необходимо, чтобы источники были актуальными. Рекомендуем иметь в списке литературы не менее 8 публикаций, опубликованных за последние 10 лет, 5 из них — не старше 3 лет.

3. География. Согласно требованиям журнала, обзор литературы должен подтверждать отсутствие решения поставленной цели в мировой литературе, в связи с чем рекомендуем иметь в списке литературы не только российские, но и иностранные публикации. Рекомендуемый объем — не менее половины от общего числа источников в списке литературы. Под иностранными источниками понимаются публикации, опубликованные в иностранном журнале (не российском). Язык публикации в данном случае не имеет значения.

4. Уровень публикаций. Рекомендуется, чтобы не менее 6 из иностранных и не менее 6 из российских источников были включены в один из ведущих индексов цитирования:

- Web of Science;
- Scopus;
- Российский индекс научного цитирования.

5. Самоцитирование. В рамках ограничения самоцитирования **не рекомендуется включать более 5 источников, автором или соавтором которых являются авторы статьи.**

Цитируемая литература приводится общим списком в конце статьи в порядке упоминания источников в тексте. Порядковый номер в тексте заключается в квадратные скобки (например, [9], [11, 12], [16–20]). Текст статьи должен содержать ссылки на все источники из списка литературы.

Просим Вас при ссылке на источник использовать его официальные метаданные как на русском, так и на английском языке, указанные в источнике. Приветствуется указывать DOI в случае его наличия.

Список литературы на русском языке должен быть оформлен в соответствии с ГОСТ 7.0.5–2008.

Рекомендуется при оформлении списка литературы использовать приложение Mendeley для Windows или Mac — <https://www.mendeley.com> Стиль оформления русскоязычного списка литературы — Russian GOST R 7.0.5–2008 (numeric).

В списке литературы на английском языке русскоязычные источники, не имеющие перевода на английский язык, указываются в транслитерации и с приблизительным переводом на английский язык в квадратных скобках. Транслитерация осуществляется по системе Библиотеки Конгресса США (ALA-LC).

Рекомендуемый объем статей: от 15 000 до 30 000 знаков с пробелами.

Гарнитура шрифта — Times New Roman. Размер шрифта основного текста — 12; заглавия — 14; аннотации, подрисуночных надписей, содержания таблиц, списка литературы — 10, междустрочный интервал — одинарный, абзацный отступ — 0,75 см.

С полной версией требований к оформлению научных статей можно ознакомиться на сайте:
<https://g-b-k.ru>