



g-b-k.ru

ISSN 2949-1614 (Online)  
ISSN 2949-1622 (Print)

# ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Научно-технический журнал



## REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Scientific and Technical  
Journal

2/6 /2024

**Железобетонные конструкции**  
**2024 Том 6 № 2**

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-Мартirosян 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

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

*Келасьева 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

*Маилян 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

*Травуш 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>Меркулов С.И.</i> Прогрессирующее разрушение конструктивных систем зданий с учетом силовых и коррозионных повреждений ..... | 3  |
| <i>Путляев В.И., Берлинова М.Н.</i> Оценка длительной прочности бетона в строительных конструкциях .....                       | 12 |
| <i>Тамразян А.Г.</i> Усталостное поведение изгибаемых железобетонных балок при коррозии .....                                  | 22 |
| <i>Трекин Н.Н., Крылов В.В., Андриян К.Р.</i> Совершенствование методики расчета плит на продавливание .....                   | 35 |

**КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ  
В СТРОИТЕЛЬСТВЕ**

|                                                                                                                                         |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <i>Колчунов В.И., Савин С.Ю.</i> Сопротивление железобетонных рам прогрессирующему обрушению при больших прогибах ригелей .....         | 43 |
| <i>Савин С.Ю., Илющенко Т.А.</i> Расчет железобетонных рам на особую расчетную ситуацию с учетом дискретного моделирования трещин ..... | 54 |

**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 26.06.2024. Выход в свет 28.06.2024. Формат 70×108/16  
Бумага офсетная. Печать офсетная. Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 3,74. Тираж 120 экз. Заказ № 186. 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.

© Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2024

Reinforced Concrete Structures

*Zhelezobetonnyye konstruksii*

2024 Vol. 6 Issue 2

Scientific and Technical Journal  
Published since 2023

Moscow State University of Civil Engineering

Media Registration Certificate of the Printed Edition № 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 konstruksii*):**

**“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. Kaprielov**, full member of RAACS, DSc., Prof., NIIZhB A.A. Gvozdev, Moscow, Russia

**Nikolay I. Karpenko**, full member of RAACS, DSc, Prof., NIISF RAACS, 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

CONTENTS

THEORY OF CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE

|                                                                                                                    |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Merkulov S.I.</b> Progressive Collapse of Structural Systems Considering Force and Corrosion Damage .....       | 3  |
| <b>Putlyayev V.I., Berlinova M.N.</b> Evaluation of the Long-Term Strength of Concrete in Building Structures..... | 12 |
| <b>Tamrazyan A.G.</b> Fatigue Behavior of Flexural Reinforced Concrete Beams under Corrosion Conditions.....       | 22 |
| <b>Trekin N.N., Krylov V.V., Andryan K.R.</b> Improvement of the Method of Calculating Plates for Punching .....   | 35 |

COMPUTER MODELLING IN CONSTRUCTION

|                                                                                                                                             |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Kolchunov V.I., Savin S.Yu.</b> Resistance of Reinforced Concrete Frames to Progressive Collapse at Catenary Action of Beams .....       | 43 |
| <b>Savin S.Yu., Iliushchenko T.A.</b> Calculation of Reinforced Concrete Frames for a Special Design Situation with Discrete Crack Modeling | 54 |

**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](mailto: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](mailto: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, 2024



УДК 624.012

DOI: 10.22227/2949-1622.2024.2.3-11

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/ RESEARCH ARTICLE

## Прогрессирующее разрушение конструктивных систем зданий с учетом силовых и коррозионных повреждений

С.И. Меркулов<sup>1\*</sup><sup>1</sup> Курский государственный университет, Курск, Российская Федерация

\* mersi.dom@yandex.ru

**Ключевые слова:** конструктивная безопасность зданий, напряженное состояние, коррозионные повреждения, конструктивная система, прогрессирующее разрушение

### История статьи

Поступила в редакцию: 01.05.2024

Доработана: 14.06.2024

Принята к публикации: 19.06.2024

### Для цитирования

Меркулов С.И. Прогрессирующее разрушение конструктивных систем зданий с учетом силовых и коррозионных повреждений // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 6. № 2. С. 3–11.

**Аннотация.** Сформулированы основные направления развития теории конструктивной безопасности зданий и сооружений. Предложен иерархический подход к оценке конструктивной безопасности объектов при коррозионных повреждениях от материалов конструкций до конструктивной системы. Определены особенности коррозионной повреждаемости бетона железобетонных конструкций, проанализированы механизмы силовых и коррозионных воздействий и их влияние на прогрессирующее разрушение конструктивных систем эксплуатируемых зданий.

## Progressive Collapse of Structural Systems Considering Force and Corrosion Damage

Sergei I. Merkulov<sup>1\*</sup><sup>1</sup> Kursk State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Kursk, Russian Federation

\* mersi.dom@yandex.ru

**Keywords:** structural safety of buildings, stress state, corrosion damage, structural system, progressive failure

### Article history

Received: 01.05.2024

Revised: 14.06.2024

Accepted: 19.06.2024

### For citation

Merkulov S.I. Progressive Collapse of Structural Systems Considering Force and Corrosion Damage. *Reinforced Concrete Structures*. 2024; 2(6):3-11.

**Abstract.** The main directions of development of the theory of structural safety of buildings and structures have been formulated. A hierarchical approach to the assessment of structural safety of objects under corrosion damage from structural materials to structural system is proposed. Peculiarities of corrosion damageability of concrete of reinforced concrete structures are determined, mechanisms of force and corrosion effects and their influence on progressive destruction of structural systems of exploited buildings are analyzed.

Сергей Иванович Меркулов, чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой промышленного и гражданского строительства, Курский государственный университет, 305000, г. Курск, ул. Радищева, д. 33; eLIBRARY AuthorID: 382671, Scopus: 55917127800, E-mail: mersi.dom@yandex.ru

© Меркулов С.И., 2024



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

## ВВЕДЕНИЕ

Одной из основных задач при обеспечении безопасности эксплуатируемых зданий и сооружений является оценка конструктивной безопасности строительных конструкций и конструктивных систем, подверженных повреждениям. Длительный срок эксплуатации зданий и сооружений при одновременном проявлении силовых и средовых воздействий приводит к появлению и развитию различных повреждений строительных конструкций, узлов сопряжений конструкций. В настоящее время выполнены экспериментальные и теоретические исследования, направленные на изучение влияния силовых и средовых повреждений на прочностные и деформативные параметры отдельных конструкций и конструктивных систем.

Конструктивная безопасность конструкций и конструктивных систем определяется соответствием параметров эксплуатируемых конструкций проектным значениям. Такой подход к оценке конструктивной безопасности основан на методе предельных состояний, что согласуется с нормативными положениями проектирования строительных конструкций. При этом также соблюдается единая методология как проектирования конструкций, так и при оценке конструктивной безопасности эксплуатируемых конструкций.

## МЕТОД

Конструктивная система здания или сооружения представляет сложную структуру от материалов конструкций до конструктивной системы, имеющую иерархический характер и включающую следующие уровни: материалы, элементы конструкций, конструкции, узлы и сопряжения конструкций, конструктивные системы.

Основным фактором, влияющим на конструктивную безопасность эксплуатируемых зданий и сооружений, являются силовые и коррозионные повреждения [1–3]. Оценка конструктивной безопасности зданий и сооружений необходимо выполнять с учетом коррозионных повреждений материалов конструкций с учетом напряженного состояния [4, 5]. Протекание коррозионных процессов в бетоне железобетонной конструкции зависит от знака действующих напряжений. Так, при сжатии в бетонных образцах эффективный коэффициент диффузии углекислого газа понижается на порядок, а при растяжении увеличивается на один-два порядка. Также противокоррозионная стойкость бетона зависит от уровня сжимающих напряжений. При сжимающих напряжениях, не превышающих нижней границы микротрещинообразования бетона, пористость бетона заметно снижается, происходит уплотнение структуры бетона, что снижает скорость проникновения в материал химически агрессивных реактивов по сравнению с ненагруженным бетоном. При более высоких сжимающих напряжениях в структуре бетона начинается процесс образования, накопления и развития микроразрушений, структура бетона разрыхляется, скорость проникновения агрессивных сред в структуру бетона возрастает. Таким образом, в этом случае процессы коррозионного и силового влияния носят взаимно усиливающий характер.

В железобетонных конструкциях коэффициенты температурного расширения для стали и бетона практически равны по величине. Но при коррозионных процессах химической и физико-химической природы происходит расширение бетона, а стальная арматура не обнаруживает собственных деформаций. Но при температурных воздействиях на такие конструкции арматура испытывает собственные деформации, противоположные деформациям бетона [5]. В этой ситуации железобетонные конструкции получают специфические повреждения, а методика определения собственных напряжений в железобетоне, основанная на равенстве усилий и неразрывности деформаций бетона и арматуры, нуждается в уточнении.

*Sergei I. Merkulov*, Corresponding member of RAACS, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Civil Engineering, Kursk State University, 33 Radishcheva street, Kursk, 305000, Russian Federation, eLIBRARY AuthorID: 382671, Scopus: 55917127800, E-mail: mersi.dom@yandex.ru

Коррозионные повреждения элементов и конструкций приводят к снижению их ресурса силового сопротивления. Прежде всего, коррозия снижает поперечное сечение элементов, но кроме такого прямолинейного последствия повреждения, вызванного агрессивными воздействиями, проявляются более сложные схемы. Коррозионные изменения прочностных и деформативных параметров бетона сжатой зоны, коррозия стержней растянутой арматуры с нарушением сцепления стержней с бетоном приводят к нарушению нормативного условия ограничения высоты сжатой зоны, что делает возможным хрупкое разрушение изгибаемых железобетонных статически определимых конструкций с коррозионными повреждениями при проектной нагрузке. Коррозионные повреждения приводят к образованию и развитию трещин, к снижению жесткости конструкций, к развитию значительных деформаций. При разработке теории силового сопротивления строительных конструкций с коррозионными повреждениями принята предпосылка об условно равномерном характере воздействия агрессивной среды по пролету и по высоте сечения конструкции. При такой постановке силовое сопротивление конструкции с коррозионным повреждением определяется в сечении с наибольшими внутренними усилиями. Однако из опыта обследования строительных конструкций зданий и сооружений, эксплуатируемых в агрессивных средах, следует, что зоны конструкций с наибольшими коррозионными повреждениями не совпадают с участками действия наибольших внутренних усилий. Отмеченные обстоятельства требуют развития теории силового сопротивления конструкций с определением опасных сечений с точки зрения коррозионных повреждений, направленности и уровня действующих усилий.

Конструктивная безопасность зданий и сооружений в значительной степени обеспечивается целостностью узлов сопряжений и связей конструктивной статически неизменяемой системы. При проектировании зданий и сооружений предпочтительно должны закладываться конструктивные решения, повышающие степень статической неопределимости системы здания. Другим условием обеспечения конструктивной безопасности зданий и сооружений является проектирование узлов соединения конструкций, не подверженных хрупкому разрушению [6]. Коррозионные повреждения узлов сопряжения конструкций в составе конструктивной системы приводят к изменениям граничных условий конструкций, к перераспределению усилий между элементами конструктивной системы. В первом случае, например, для каркасного железобетонного здания при коррозионном повреждении жестких узлов сопряжения ригеля с колоннами расчетная схема ригеля меняется с жестко защемленной по концам на схему шарнирно опертой балки, что приводит к снижению силового сопротивления ригеля вдвое. Во втором случае в результате перераспределения внутренних усилий между конструкциями возможны случаи возникновения в отдельных конструкциях усилий, превышающих проектные, и как следствие развитие в этих конструкциях деформаций недопустимой величины.

Относительно конструктивных систем зданий и сооружений конструктивная безопасность определяется способностью сохранять системой необходимую степень статической неопределимости, обеспечивающую восприятие проектных нагрузок при силовых и коррозионных повреждениях отдельных конструкций, узлов сопряжений и связей.

Предлагаемый иерархический подход в оценке конструктивной безопасности строительных материалов, элементов конструкций, конструкций, узлов и сопряжений конструкций, конструктивной системы требует системного подхода к созданию для рассматриваемых процессов физической, расчетной и математической моделей [7]. Остается актуальной задача разработки физической модели коррозионного повреждения железобетона с учетом режимов нагружения, изменчивости напряженного состояния, необходимости преобразования физических моделей на основе принятия мотивированных гипотез и предпосылок разработки расчетных моделей. Отсюда имеется необходимость в разработке методики и в проведении экспериментальных исследований строительных конструкций и конструктивных систем для изучения закономерностей совместного силового и коррозионного воздействия, а также ме-

ханизмов трансформирования конструктивных систем вследствие их структурных изменений (изменение граничных условий, изменение жесткости узлов и других).

Теория конструктивной безопасности зданий и сооружений должна с единых позиций описывать напряженно-деформированное состояние и оценивать резервы по первой и второй группам предельных состояний на всех этапах жизненного цикла здания и сооружения на принципах учета силовых, средовых и временных факторов, технологических воздействий, конструктивной трансформации и других факторов. Теория конструктивной безопасности является основой для разработки эффективных методов реновации, реконструкции зданий и сооружений, усиления строительных конструкций, для разработки теории живучести зданий и сооружений.

Выполненные на сегодняшний день исследования, в основном, направлены на оценку конструктивной безопасности эксплуатируемых зданий и сооружений и на усиление отдельных конструкций, если в этом возникает необходимость. Причем напряженно-деформированное состояние конструкции учитывается на конкретном этапе эксплуатации объекта. Необходимо отметить, что коррозионные повреждения элементов и узлов сопряжений в конструктивных системах носят длительно развивающийся характер, сопровождающийся перераспределением усилий и изменением статической схемы. При коррозионных повреждениях в конструктивных системах практически отсутствуют случаи внезапного выключения элементов системы [8]. В конструктивных системах параллельно с коррозионными повреждениями, как уже отмечалось, протекает процесс перераспределения внутренних усилий между элементами усилий, происходит адаптация системы к изменившимся условиям эксплуатации с саморегулированием жесткостей и внутренних усилий в элементах системы. В современной строительной науке не изучены механизмы саморегулирования конструктивных систем под воздействием изменяющихся параметров эксплуатации, при возникновении коррозионных повреждений, а также при изменении граничных условий в процессе эксплуатации и реконструкции. В то же время создание теории и на ее основе практических методов, позволяющих управлять конструктивной безопасностью конструктивных систем зданий и сооружений с учетом их генезиса, обеспечит надежное и в то же время оптимальное проектирование зданий и сооружений как на стадии проектирования новых объектов, так и на стадии проектирования реконструкции и реновации.

Дальнейшее развитие теории конструктивной безопасности зданий и сооружений с учетом концепции иерархического построения следует рассматривать по следующим направлениям:

- исследование механизмов повреждения железобетона от силовых и коррозионных воздействий с учетом знака и уровня напряжений;
- выполнение экспериментально-теоретических исследований несущей способности, деформативности и трещиностойкости отдельных конструкций и конструктивных систем в условиях проявления коррозионных повреждений бетона и арматуры, повреждений узлов сопряжения конструкций, изменения системы при ее усилении;
- разработка положений теории управления конструктивной безопасностью зданий и сооружений, отражающей генезис конструктивных систем, квазистационарность эксплуатации, реконструкцию и реновацию объектов;
- разработка модели адаптационной эволюции адекватной квазистационарности конструкций и конструктивных систем.

Столь пристальное внимание к силовым и коррозионным повреждениям объясняется тем, что подобные повреждения отдельных элементов конструктивных систем зданий могут быть причинами прогрессирующих разрушений эксплуатируемых зданий [9].

При проектировании объектов с поврежденными конструкциями не выполняется расчет на возможное прогрессирующее разрушение, и для оценки локального разрушения необхо-



димо достоверно оценить влияние подобных повреждений, обеспечить конструктивную безопасность конструкции и в конечном счете предотвратить возможное прогрессирующее разрушение [10, 11].

В настоящее время ряд методик оценивает ситуации с ограниченными областями локальных разрушений с точки зрения возможного их развития по схеме прогрессирующего разрушения [12–14]. Принята общая методология снижения рисков прогрессирующих разрушений зданий:

- предупреждение или полное исключение организационными методами возможности аварийного воздействия, например взрывов в результате теракта, а именно рассматривается такая расчетная ситуация, при которой из конструктивной системы мгновенно удаляется один или несколько элементов;
- уменьшение объема разрушения объекта конструктивными методами: создание общей конструктивной неразрезности каркасов, введение в конструктивную схему дополнительных связей, непрерывное армирование элементов монолитных железобетонных перекрытий, исключение хрупкого разрушения отдельных элементов и узлов их сопряжения и другие;
- предотвращение прогрессирующего обрушения: на основании анализа выявляются конструктивные элементы, разрушение которых неизбежно приводит к прогрессирующему обрушению и причинению наибольшего ущерба объекту, персоналу и оборудованию. При проектировании обеспечивается «абсолютная» прочность данного элемента на действие аварийных нагрузок.

Наиболее распространенным методом защиты от прогрессирующего разрушения проектируемых зданий является уменьшение объемов прогрессирующего разрушения за счет его локализации. Каркас здания «разбивается» на отдельные объемы, выход очага разрушения за пределы которых исключен, для чего в горизонтальном направлении здание разбивается деформационными швами, в вертикальном направлении устраиваются связевые этажи или мощные ригели междуэтажных перекрытий. Другим направлением уменьшения объема разрушения является введение в конструктивную схему дополнительных связей, так рекомендуется в каркасах выполнять связи по наружным колоннам, вертикальные связи, контурные связи, внутренние связи. Безопасность проектируемого здания можно обеспечить, если для предотвращения прогрессирующего разрушения несущая способность всех элементов системы будет достаточной для восприятия начальных аварийных воздействий. Такое решение значительно увеличивает материалоемкость конструктивного решения. Как показано в [6], армирование, требуемое для восприятия аварийного воздействия и приложенных нагрузок, превышает в 3–3,5 раза количество арматуры, необходимое из расчета для обеспечения несущей способности конструкций при проектных нагрузках. Таким образом, при рассмотрении различных вариантов возможного прогрессирующего разрушения анализируются все возможные варианты локальных повреждений. Но при этом параллельно необходимо решать задачу экономичности полученного технического решения.

Варианты реализации прогрессирующего разрушения конструктивных систем:

- 1) локальное разрушение поврежденной конструкции при проектных нагрузках, приводящее к перераспределению усилий в элементах системы с возможным последующим прогрессирующим разрушением конструктивной системы;
- 2) локальное разрушение отдельного элемента при аварийном воздействии, приводящее к лавинообразному разрушению конструктивной системы;
- 3) потеря устойчивости элемента конструкции, приводящая к лавинообразному разрушению конструктивной системы;
- 4) комбинация факторов, приводящих к прогрессирующему разрушению конструктивной системы.



Локальное разрушение конструкции при проектных нагрузках, приводящее к перераспределению усилий в элементах системы с возможным последующим прогрессирующим разрушением конструктивной системы, возможно вследствие таких деградиационных процессов, как старение, коррозия и других. В этом случае речь идет о разрушении конструкций, эксплуатирующихся длительное время в условиях, снижающих проектную несущую способность конструкций.

Причинами такого снижения несущей способности являются силовые повреждения, а также средовые повреждения (коррозионные, температурные и другие). Наиболее сложной является задача учета эксплуатационных повреждений для предотвращения прогрессирующего разрушения конструктивных систем зданий и сооружений с железобетонными элементами. Прогрессирующее разрушение железобетонного каркаса с эксплуатационными повреждениями конструкций возможно при проектных нагрузках или даже при нагрузках меньшей величины. Конструктивная система здания или сооружения представляет сложную структуру, имеющую иерархический характер от материалов конструкций до конструктивной системы: материалы; элементы конструкций; конструкции; узлы и сопряжения конструкций; конструктивные системы. При выявлении возможного прогрессирующего разрушения конструктивной системы необходим также иерархический подход в оценке значимости эксплуатационных повреждений.

В случае коррозионных повреждений элементов конструктивной системы или узлов сопряжений элементов реализуются схемы прогрессирующего разрушения конструктивных систем:

- локальное разрушение поврежденной конструкции, приводящее к перераспределению усилий в элементах системы до величин, превышающих расчетные значения;
- потеря устойчивости элемента конструкции вследствие повреждения элемента или узла сопряжения, приводящая к лавинообразному разрушению конструктивной системы.

## РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Существующие документы, содержащие положения по защите зданий и сооружений от прогрессирующего разрушения, направлены на проектирование объектов, а не на решение подобной задачи для эксплуатируемых зданий и сооружений, и не учитывают эксплуатационные повреждения отдельных элементов и узлов конструктивной системы.

Достоверно оценить эксплуатационные повреждения железобетонных элементов конструктивных систем позволит теория конструктивной безопасности, позволяющая описать с единых позиций напряженно-деформированное состояние и оценить резервы конструкции на всех этапах жизненного цикла здания и сооружения на принципах учета силовых, средовых и временных факторов, технологических воздействий, конструктивной трансформации и других факторов [13].

Дальнейшее развитие теории конструктивной безопасности зданий и сооружений следует рассматривать по следующим направлениям:

- исследование механизмов повреждения железобетона от силовых и коррозионных воздействий с учетом знака и уровня напряжений с позиций возможности локального разрушения отдельной конструкции как причины прогрессирующего разрушения конструктивной системы;
- разработка положений теории управления конструктивной безопасностью зданий и сооружений, отражающей генезис конструктивных систем, квазистационарность эксплуатации;
- определение критерия конструктивной безопасности систем с учетом композиционного и силового управления конструкциями и конструктивными системам зданий и сооружений;

- разработка модели адаптационной эволюции адекватной квазистационарности конструкций и конструктивных систем.

Реализация сформулированных направлений исследования и развития теории конструктивной безопасности зданий и сооружений позволит получить решения, открывающие возможность управления конструктивной безопасностью объектов, и решение задачи противостояния прогрессирующему разрушению конструктивных систем эксплуатируемых зданий и сооружений.

Анализом экспериментально-теоретических исследований установлено, что мгновенное разрушение элемента или связи конструктивной системы при действии эксплуатационной нагрузки приводит к динамическому догружению всех остальных элементов системы и, как следствие, к возможному прогрессирующему обрушению, в расчетных методиках это явление называют «динамическим эффектом». В настоящее время сформировались направления расчета конструктивных систем при разрушении элемента и возникновении опасности прогрессирующего обрушения. Первое направление — высокоточный нелинейный динамический расчет; второе направление — приближенный динамический расчет в упруго-линейной постановке; третье направление — упрощенный расчет, основанный на применении эквивалентных статических нагрузок с введением коэффициента динамичности. В последнее время получили развитие упрощенные методы расчета, в которых линейная статическая процедура требует применения повышающего коэффициента к нагрузкам, учитывающего как нелинейные, так и динамические эффекты. Для оценки динамического эффекта в практических расчетах применяют коэффициент динамичности по нагрузке. Во многих методиках коэффициент динамичности по нагрузке принят равным 2,0 при упругом расчете конструктивной системы, величина коэффициента снижается, если расчет системы выполняется с учетом пластических деформаций. Введение коэффициента динамичности позволило упростить учет динамического эффекта при мгновенном разрушении одного из элементов конструктивной схемы, а именно динамический расчет привести к статическому расчету. Основной задачей для эффективного применения этого метода является установление дифференцированных коэффициентов динамичности, учитывающих работу конструктивной системы при динамических аварийных воздействиях, нелинейный характер деформирования материалов, геометрически нелинейное деформирование конструктивной системы в целом. Разработанные на сегодняшний день методы предотвращения прогрессирующего разрушения условно можно разделить на три группы. Первую группу составляют методы «возможных повреждений». В соответствии с этими методами при проектировании зданий и сооружений к расчету на проектные нагрузки выполняют динамический расчет на особые нагрузки. При этом учитываются изменения прочностных и деформативных характеристик материалов в условиях кратковременного динамического нагружения. В расчетной ситуации не выполняется исключение одного или нескольких несущих конструктивных элементов в зоне локального разрушения.

Вторую группу составляют методы, в которых проектируют «ключевые элементы» на восприятие особых воздействий, что исключает возникновение локального разрушения, или выполняют оценку перераспределения внутренних усилий в системе при удалении элемента (или нескольких элементов). В обоих случаях расчетные значения усилий и перемещений не должны превышать допустимых значений. Данные методы базируются на вероятностном подходе к построению на стадии проектирования сценария прогрессирующего разрушения конструктивной системы, по которому назначают «ключевой элемент» или группу «ключевых элементов», ответственных за противостояние прогрессирующему разрушению. То есть задача решается только в рамках предложенного сценария. Проявление чрезвычайной ситуации, вызывающей локальное разрушение отдельной конструкции и как следствие прогрессирующее разрушение, носит случайный характер как по схеме приложения, так и по величине аварийной нагрузки. Указанные методы ограничены в применении, например, практически невозможно определить прогрессирующее разрушение высотного каркасного здания связе-

вой системы в случае разрушения одной из колонн. Метод «ключевого элемента» эффективен в том случае, когда однозначно на стадии проектирования известно место приложения и величина внешней особой нагрузки. Например, в случае проектирования объекта, в отдельном помещении которого по технологическим условиям возможен взрыв газовой среды. Проектирование «ключевых элементов» конструктивной системы приводит к повышению материалоемкости проектного решения.

Третья группа методов ограничивает зону локального разрушения вследствие удаления элемента (или нескольких элементов) конструктивными методами — постановкой системы горизонтальных и вертикальных связей. Эти методы реализуются устройством в конструктивной системе высотных зданий связевых этажей, применением в конструктивной схеме мощных нижних ригелей, применением в несущих каркасах вертикальных и горизонтальных связей с заанкериванием связей в смежных конструкциях. Также известен метод разделения конструктивных систем, когда статически неопределимые конструктивные системы каркасного здания разделяются на независимые блоки шарнирными вставками. В этом случае при разрушении одного элемента динамический эффект локализуется в пределах одного блока.

### ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Реализация сформулированных направлений исследования и развитие теории конструктивной безопасности зданий и сооружений позволят получить решения, открывающие возможность управления конструктивной безопасностью объектов, отражающую генезис конструктивных систем, квазистационарность эксплуатации, реконструкцию и реновацию объектов, на основании критерия конструктивной безопасности систем с учетом композиционного и силового управления конструкциями и конструктивными системам зданий и сооружений.

Приведенные методы противодействия прогрессирующему разрушению относятся к особо опасным, технически сложным и уникальным объектам. Однако с учетом риска чрезвычайных ситуаций оправдано защищать от возможного прогрессирующего разрушения и здания массовой застройки. В жилых зданиях наиболее вероятным случаем прогрессирующего разрушения является обрушение плит перекрытий. При проектировании узла опирания плит в стыках необходимо обеспечить сохранность узла при действии возможных аварийных нагрузок.

Представленный анализ показал, что защита конструктивных систем от прогрессирующего обрушения реализуется по трем основным направлениям: снижение до приемлемого уровня рисков аварийных воздействий; обеспечение абсолютной несущей способности «ключевого элемента» на восприятие особых воздействий; ограничение масштабов прогрессирующего обрушения с удалением отдельного элемента локальной зоной. Эти методы не позволяют решить проблему прогрессирующего разрушения конструктивных систем эксплуатируемых зданий и сооружений при наличии повреждений. С учетом специфики рассматриваемых вопросов положения расчетных методов требуют соответствующей корректировки.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Merkulov S.I. Strength and Deformability of Reinforced Concrete Structures in Service // World Applied Sciences Journal. 2013. № 25 (12). С. 1747–1750.
2. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Концепции и направления развития теории конструктивной безопасности зданий и сооружений при силовых и средовых воздействиях // Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 2. С. 28–31.
3. Бондаренко В.М., Меркулов С.И. Методологические основы теории конструктивной безопасности реконструированного железобетона // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2008. № 3. С. 77–80.
4. Бондаренко В.М. Коррозионные повреждения как причина лавинного разрушения железобетонных конструкций // Строительная механика и расчет сооружений. 2009. № 5. С. 13–17.
5. Подвальный А.М. Физико-химическая механика — основа научных представлений о коррозии бетона и железобетона // Бетон и железобетон. 2000. № 5. С. 23–27.

6. Назаров Ю.П., Городецкий А.С., Симбиркин В.Н. К проблеме обеспечения живучести строительных конструкций при аварийных воздействиях // Строительная механика и расчет сооружений. 2009. № 4. С. 5–9.
7. Бондаренко В.М., Федоров В.С. Модели в теориях деформации и разрушения строительных материалов // Academia. Архитектура и строительство. 2013. № 2. С. 103–106.
8. Меркулов С.И. Основы теории реконструкции железобетона. Курск : Курск. гос. тех. ун-т., 2009. 248 с.
9. Merkulov S.I., Tatarenkov A.I., Lesovik R.V. Assessment of progressive collapse of operated buildings and structures based upon structural damage // International Conference on Actual Issues of Mechanical Engineering (AIME). AER-Advances in Engineering Research. 2017. Т. 133. С. 409–413.
10. Булгаков С.Н., Тамразян А.Г., Рахман И.А., Степанов А.Ю. Снижение рисков в строительстве при чрезвычайных ситуациях природного и техногенного характера : научное издание. Под общ. ред. А.Г. Тамразяна. М. : Издательство АСВ, 2012. 304 с.
11. Merkulov S.I., Lesovik R.V., Metrohin A.A., Kalashnikov N.V. Development of Theory of Structural for Buildings and Construction // World Applied Sciences Journal. 2014. Т. 31. № 4. Pp. 531–533.
12. МНЧН 4.19–05. Многофункциональные высотные здания и комплексы. М. : Департамент градостроительной политики, развития и реконструкции г. Москвы, ОАО ЦНИИЭПЖилища, 2005. 70 с.
13. МГСН 4.19–2005. Временные нормы и правила. Проектирование многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в городе Москве. Введ. 2005-12-28. М. : Правительство Москвы, Москомархитектура, 2005.
14. EN 1991-1-7. Part 1-7: General Actions — Accidental actions. CEN. 2003, p. 69.
15. UFC 4-023-03. Design of buildings to resist progressive collapse. Department of Defense, 2003, 176 p.

## REFERENCES

1. Merkulov S.I. Strength and Deformability of Reinforced Concrete Structures in Service. *World Applied Sciences Journal*. 2013. No. 25 (12). Pp. 1747-1750.
2. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Concepts and directions of development of the theory of structural safety of buildings and structures under force and environmental influences. *Industrial and civil construction*. 2013. No. 2. Pp. 28-31.
3. Bondarenko V.M., Merkulov S.I. Methodological foundations of the theory of structural safety of reconstructed reinforced concrete. *Structural mechanics of engineering structures and structures*. 2008. No. 3. Pp. 77-80.
4. Bondarenko V.M. Corrosion damage as a cause of avalanche destruction of reinforced concrete structures. *Structural mechanics and design of structures*. 2009. No. 5. Pp. 13-17.
5. Podvalny A.M. Physico-chemical mechanics — the basis of scientific ideas about the corrosion of concrete and reinforced concrete. *Concrete and reinforced concrete*. 2000. No. 5. Pp. 23-27.
6. Nazarov Yu.P., Gorodetsky A.S., Simbirkin V.N. On the problem of ensuring the survivability of building structures under emergency impacts. *Structural mechanics and design of structures*. 2009. No. 4. Pp. 5-9.
7. Bondarenko V.M., Fedorov V.S. Models in theories of deformation and destruction of building materials. *Academia. Architecture and construction*. 2013. No. 2. Pp. 103-106.
8. Merkulov S.I. *Fundamentals of the theory of reinforced concrete reconstruction*. Kursk : Kursk. state those. Univ., 2009. 248 p.
9. Merkulov S.I., Tatarenkov A.I., Lesovik R.V. Assessment of progressive collapse of operated buildings and structures based upon structural damage. *International Conference on Actual Issues of Mechanical Engineering (AIME). AER-Advances in Engineering Research*. 2017. Vol. 133. Pp. 409-413.
10. Bulgakov S.N., Tamrazyan A.G., Rakhman I.A., Stepanov A.Yu. *Reducing risks in construction during natural and man-made emergencies: Scientific publication*. Under general ed. A.G. Tamrazyan. Moscow : ASV Publishing House, 2012. 304 p.
11. Merkulov S.I., Lesovik R.V., Metrohin A.A., Kalashnikov N.V. Development of Theory of Structural for Buildings and Construction. *World Applied Sciences Journal*. 2014. Vol. 31. No. 4. Pp. 531-533.
12. MNSN 4.19–05. Multifunctional high-rise buildings and complexes. Moscow : Department of Urban Policy, Development and Reconstruction of Moscow, OJSC TsNIIEPzhilishcha, 2005. 70 p.
13. MGSN 4.19–2005. Temporary norms and rules. Design of multifunctional high-rise buildings and building complexes in Moscow. Enter. 2005-12-28. Moscow : Government of Moscow, Moskomarkhitektura, 2005.
14. EN 1991-1-7. Part 1-7: General Actions — Accidental actions. CEN. 2003, p. 69.
15. UFC 4-023-03. Design of buildings to resist progressive collapse. Department of Defense, 2003, 176 p.



УДК 69.07

DOI: 10.22227/2949-1622.2024.2.12-21

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/ RESEARCH ARTICLE

## Оценка длительной прочности бетона в строительных конструкциях

**В.И. Путляев<sup>1</sup>, М.Н. Берлинова<sup>2\*</sup>**

<sup>1</sup> Московский государственный университет им. М.В. Ломоносова, Москва, Российская Федерация<sup>2</sup> Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация

\* BerlinovaMN@mgsu.ru

**Ключевые слова:** длительная прочность бетона, критерий энергетического барьера, модуль деформаций бетона, энтропийный критерий прочности

### История статьи

Поступила в редакцию: 09.04.2024

Доработана: 20.04.2024

Принята к публикации: 30.04.2024

### Для цитирования

Путляев В.И., Берлинова М.Н. Оценка длительной прочности бетона в строительных конструкциях // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 6. № 2. С. 12–21.

**Аннотация.** Предложен подход оценки длительной прочности бетона в строительных конструкциях при расчете железобетонных конструкций зданий и сооружений различного типа. Рассмотрен процесс увеличения начального модуля деформаций бетона во времени как следствие некоторой физико-химической реакции набора прочности. Представлена функция возраста бетона с учетом изменения режимов температурных воздействий в период твердения. Показано, что энтропийный критерий прочности более гибок по сравнению с критерием энергетического барьера разрушения. Применение энтропийного критерия прочности позволяет учесть влияние температуры на длительную прочность бетона.

## Evaluation of the Long-Term Strength of Concrete in Building Structures

**Valeriy I. Putlyaev<sup>1</sup>, Marina N. Berlinova<sup>2\*</sup>**

<sup>1</sup> Lomonosov Moscow State University (MGU), Moscow, Russian Federation

<sup>2</sup> Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation

\* BerlinovaMN@mgsu.ru

**Валерий Иванович Путляев**, кандидат химических наук, доцент кафедры Междисциплинарного материаловедения, факультет Наук о материалах, Московский государственный университет им. М.В. Ломоносова (МГУ), 119991, г. Москва, ул. Ленинские горы, д. 1, стр.73 (лабораторный корпус Б); РИНЦ (AuthorID): 46039, Scopus: 6506886934, ResearcherID: R-4663-20216, ORCID: 0000-0001-7601-6787, E-mail: valeriy.putlyaev@gmail.com

**Марина Николаевна Берлинова**, кандидат технических наук, доцент, кафедра железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARYSPIN-код: 4923-4060, Scopus: 57192657313, ResearcherID: C-3590-2019, ORCID: 0000-0003-2150-3996, E-mail: marina.tvor@mail.ru

© Путляев В.И., Берлинова М.Н., 2024



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

**Keywords:** long-term strength of concrete, energy barrier criterion, concrete deformation modulus, entropy strength criterion

**Article history**

Received: 09.04.2024

Revised: 20.04.2024

Accepted: 30.04.2024

**For citation**

Putlyaev V.I., Berlinova M.N. Evaluation of the Long-Term Strength of Concrete in Building Structures. *Reinforced concrete structures*. 2024; 2(6):12–21.

**Abstract.** An approach to estimating the long-term strength of concrete in building structures in the calculation of reinforced concrete structures of buildings and structures of various types is proposed. The process of increasing the initial modulus of concrete deformations in time as a consequence of a certain physicochemical reaction of strength gain is considered. The function of the age of concrete is presented, taking into account the change in the modes of temperature effects during the period of hardening. It is shown that the entropy criterion of strength is more flexible compared to the criterion of the energy barrier of destruction. The application of the entropy strength criterion allows us to take into account the effect of temperature on the long-term strength of concrete.

## ВВЕДЕНИЕ

Об изменении статической прочности бетона в современной науке существуют различные мнения. Известно, что с увеличением возраста бетонов статическая прочность увеличивается, когда характер и скорость нарастания прочности определяются различными причинами, например физико-химическими свойствами составляющих бетон компонентов, условиями набора прочности, типом напряженного состояния в момент времени нагружения, режимами приложения эксплуатационных нагрузок, климатическими условиями эксплуатации и многими другими факторами [1–5]. В большинстве случаев задачи прогнозирования напряженно-деформированного состояния конструкций рассматриваются в рамках механики деформируемого твердого тела.

В теории бетона принято деление понятия прочности бетона на кратковременную и длительную, которые имеют характерные различия. Долговечность бетона характеризуется его способностью длительное время выдерживать физические и химические воздействия окружающей среды без существенных изменений его структуры и физико-механических свойств.

В настоящее время нет единого мнения о величине предела длительной прочности бетона и влияющих на него факторов. Предел длительной прочности, по существу, определяется характером структурных дефектов, вызванных длительно действующей нагрузкой, т.е. под длительной прочностью (долговечностью) понимают напряжение, которое вызывает разрушение материала за данное время. Если эти дефекты не исчезают во времени — предел длительной прочности превзойден, если же они исчезают — образец может неограниченно долго сопротивляться действующим напряжениям [6].

Снижение длительной прочности связано с пластическим развитием во времени микротрещин; но есть другое мнение, что данный факт связан с преодолением в процессе деформирования некоторого энергетического барьера. Процесс деформирования и разрушения материалов, в частности бетона, можно описать в рамках подходов равновесной и неравновесной термодинамики.

---

**Valery I. Putlyaev**, Candidate of Sciences (Chemistry), Associate Professor of the Department of Interdisciplinary Materials Science, Faculty of Materials Sciences, Lomonosov Moscow State University (MSU), 119991, Moscow, Leninskie Gory st., 1, building 73 (laboratory building B); RSCI (AuthorID): 46039, Scopus: 6506886934, ResearcherID: R-4663-20216, ORCID: 0000-0001-7601-6787, E-mail: valery.putlayev@gmail.com

**Marina N. Berlinova**, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate 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,

Термодинамический подход, оценку механических свойств бетона и связь диаграммы деформирования бетона с режимом нагружения весьма желательно было бы объединить в единую математическую запись определяющих соотношений механического состояния с точки зрения единства теории.

Пользуясь прочностным критерием, в котором учитывается энергетический барьер деформирования, можно рассчитывать длительную прочность в зависимости от режима нагружения [7].

## МЕТОД

В работе [8] разработана методика определения длительной прочности при учете ниспадающей ветви диаграммы бетона « $\sigma - \epsilon$ », основанная на том, что при заданных режимах нагружения, определенных граничных условиях и определяющих уравнениях механического состояния достаточно данных для решения рассматриваемых задач.

Бетон является композиционным материалом, в котором после схватывания в течение набора прочности и далее в процессе эксплуатации протекают гетерогенные химические реакции между продуктами и полупродуктами схватывания, а также между ними и окружающей атмосферой. Кроме того, поскольку бетон представляет собой капиллярно-пористое тело, необходимо учитывать процессы поглощения и удаления влаги. Общим для вышеупомянутых процессов является то, что протекают они в несколько стадий, включающих доставку реагирующих компонентов в зону реакции, собственно химическое взаимодействие и отвод продуктов реакции, происходящий обычно по диффузионному механизму [9, 10]. Считая, что старение бетона связано с развитием какого-либо из упомянутых физико-химических процессов, и зная кинетику этих процессов, можно вывести функцию старения (возраста) бетона в зависимости от времени и температуры.

Нагружаемое стареющее бетонное изделие (конструкция) с точки зрения термодинамики является открытой системой, эволюцию которой, вплоть до разрушения, естественно описать наиболее универсальным критерием — изменением энтропии. Энтропия, как обобщенная координата теплообмена, сопряженная с обобщенной силой — температурой, позволяет естественным образом ввести температурный фактор в описание любого состояния системы, в том числе и разрушения. Отсюда понятен интерес к энтропийному критерию прочности.

В настоящей работе предпринята попытка привлечь энтропийный критерий прочности для учета влияния температуры на длительную прочность бетона. При этом функция старения бетона введена на основе протекающей в нем модельной, термически активируемой химической реакции.

## РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

С точки зрения термодинамики состояние разрушения, как и любое другое состояние системы, определяется фиксированным значением характеристических функций: энтропии  $S$ , внутренней энергии  $U$ , энтальпии  $H$ , свободной энергии Гиббса  $G$  и т.д. Совокупный процесс



разрушения не является самопроизвольным, поскольку требует совершения над системой внешней работы (деформирования) для достижения состояния разрушения.

Рассматривая процесс увеличения начального модуля деформаций бетона во времени как следствие некоторой физико-химической реакции твердения, было принято для случая постоянной температуры реакции выражение функции старения [11]:

$$\Omega(\tau) = 1 - e^{-\alpha\tau}, \quad (1)$$

где  $\alpha$  — константа скорости химической реакции. Данное выражение формально соответствует кинетической зависимости для химической реакции 1-го порядка. Для реакций такого типа принимается, что скорость химической реакции твердения пропорциональна концентрации реагирующих веществ:

$$\frac{d(A_0 - A)}{d\tau} = \alpha(A_0 - A), \quad (2)$$

где  $A_0$  — полная концентрация реагирующих веществ;

$A$  — концентрация прореагировавших веществ в момент времени  $t$ . Константа скорости химической реакции  $\alpha$  не зависит от концентрации, но зависит от температуры.

Эта зависимость выражается уравнением Аррениуса:

$$\alpha = a \exp\left(-\frac{E_A}{RT}\right), \quad (3)$$

где  $a$  — некоторая постоянная;

$T$  — абсолютная температура реакции;

$R$  — универсальная газовая постоянная;

$E_A$  — энергия активации.

Подставив последнее выражение (3) в предыдущее (2) и разделив переменные, получим:

$$\frac{d(A_0 - A)}{A_0 - A} = a \exp\left(-\frac{E_A}{RT}\right) d\tau. \quad (4)$$

После интегрирования получаем:

$$\ln(A_0 - A) = -\int_{t_0}^t \alpha d\tau + C. \quad (5)$$

При  $\tau = t_0$   $A = 0$  и тогда  $C = \ln A_0$ ,

Откуда:

$$\Omega(\tau) = A / A_0 = 1 - \exp\left(-\int_{t_0}^t \alpha d\tau\right)$$

и окончательно

$$\ln((A_0 - A) / A_0) = -\int_{t_0}^t \alpha d\tau, \quad (6)$$

где  $\alpha$  вычисляется по (3).

Если принять, что характеристика скорости протекания реакции  $\alpha$  зависит от температурно-временного фактора, тогда:

$$-\frac{d(A_0 - A)}{dt} = \int_0^{\tau} \alpha(T(\tau)) dt$$

$$\text{и } \ln(A_0 - A) = -\int_0^{\tau} \alpha(T(\tau)) dt + C. \quad (7)$$

Тогда функция старения бетона при изменении режимов температурных воздействий в период твердения будет иметь вид:

$$F_R(t) = 1 - e^{-\int_0^{\tau} \alpha[T(\tau)] dt}. \quad (8)$$

Разность энтропии для двух состояний системы равна (второй закон термодинамики)

$$S_2 - S_1 > \int_1^2 \frac{\delta Q}{T} \quad (9)$$

для необратимых процессов, так как процессы деформирования материалов (особенно бетона) термодинамически необратимы.

Понятия температуры и тензора напряжения (и др.) в случае стационарных неравновесных процессов получают естественное феноменологическое определение, поскольку эти параметры могут быть измерены обычными приборами.

Для необратимых процессов исходим из следующих предположений линейной необратимой термодинамики:

- справедлив принцип локального равновесия, т.е. предполагается, что локально для необратимых процессов остается справедливым второе начало термодинамики обратимых процессов;
- все термодинамические функции (внутренняя энергия, свободная энергия, энтропия и т.д.) не зависят от координат и времени, т.е. в каждом локальном объеме являются функциями тех же параметров, что и в случае равновесия;
- градиенты обобщенных сил в рассматриваемой системе (химического потенциала, температуры, механического напряжения и т.д.) достаточно малы;
- полное изменение энергии и энтропии аддитивно складывается из изменений этих функций в отдельных элементах системы.

Параметры процесса, т.е. величины, применяемые в уравнениях термодинамики, которые не могут быть определены состоянием системы, зависят от пути, приведшем систему в данное состояние.

Процесс деформирования реальных тел, таких как бетон, т.е. обладающих свойствами нелинейности и неравновесности, проходит по необратимому пути, поэтому  $\sigma$  и  $\varepsilon$  не могут одновременно служить параметрами состояния, так как являются функционалами, а не функцией, и сильно зависят от пути деформирования.

Стареющий бетон является сложной термодинамической системой с протекающими химическими реакциями твердения и массообменом с окружающей средой.

Под воздействием внешней нагрузки в объеме бетонного изделия возникает неоднородное напряженное состояние, что обусловлено, прежде всего, существенными различиями в механических свойствах элементов его структуры — матрицы и заполнителя. Молекулы воды мигрируют из микропор и структурных элементов цементного камня в микротрещины,

обеспечивая быстрое обезвоживание [12]. Помимо массообмена с окружающей средой, происходит и обмен энергии за счет теплоты реакций твердения, а также за счет изменения длин и разрыва химических связей (деформации и распространения микротрещин). Представленные соображения позволяют расценивать деформируемое стареющее бетонное изделие как открытую систему, в которой протекают неравновесные процессы, характеризующиеся существенным производством энтропии.

Развитие теории длительной прочности бетона может быть получено, таким образом, на основе энтропийного критерия прочности, который более экономичный в реализации и более точный за счет учета предистории нагружения по отношению к критериям, принятым в настоящее время (например, по сравнению с критерием энергетического барьера разрушения).

Если изменение температуры влияет на деформативные свойства бетона, то это должно быть учтено соответствующими записями для модуля упругости и меры ползучести.

При расчетах конструкций приходится иметь дело с материалами, которые к моменту нагружения уже имеют определенное начальное количество плотности энтропии  $S_0^*$ , определяемое их состоянием.

Приращение плотности энтропии  $\Delta S^*$  с рассматриваемого момента времени и до момента разрушения обуславливается различными факторами: вязкими сопротивлениями, диффузионными, химическими процессами, необратимыми процессами образования микротрещин и т.д.

В соответствии с принятым критерием:

$$S_0 + \Delta S = S^* . \quad (10)$$

В пользу энтропийного критерия прочности свидетельствуют прямые и косвенные опыты различных ученых. Отмечено подобие процессов плавления и разрушения [13, 14]. Энтропия вещества перед его полным плавлением  $S^*$  может рассматриваться как константа материала. На основе этого был сформулирован энтропийный критерий прочности, определяющий, что разрушение происходит в тот момент времени, к которому в нем накопится некоторое предельное значение плотности энтропии  $S^*$ .

Исследования показывают, что при различных режимах и времени нагружения при постоянной температуре разрушение происходит при различных напряжениях и деформациях, постольку состояние бетона в момент разрушения при разных режимах различно [15]. Напряжения и деформации бетона в данном случае не являются функциями состояния и, следовательно, не определяют состояние разрушения.

Действительно, изменив режим нагружения, можно добиться разрушения бетона при других значениях напряжений  $\sigma$  и деформаций  $\varepsilon$ . Теперь становится понятным, что система потенциалов деформирования по необратимому пути должна отличаться от принятой в классической равновесной термодинамике.

Принимая постулат об инвариантности от режима нагружения количества энтропии, накопленной в образце при переводе его из начального напряженно-деформированного состояния в рассматриваемое конечное, запишем:

$$ds = \frac{1}{T} \delta Q + \delta S_n , \quad (11)$$

где  $\delta S_n$  — производство энтропии, вызванное необратимыми процессами, такими как вязкие сопротивления, химические реакции, диффузионные процессы, необратимые процессы образования трещин, пластические деформации и т.д. В рассматриваемой задаче производство энтропии обусловлено протеканием модельной химической реакции 1-го порядка и пластической деформацией бетона.

Для конечного процесса:

$$\Delta S(t) = \int_{t_0}^t \frac{\varepsilon_n(\tau) \sigma(\tau)}{T(\tau)} d\tau, \quad (12)$$

где  $\varepsilon_n$  — необратимые деформации, обуславливающие необратимость процесса, которые можно вычислить как разность полных и обратимых деформаций:

$$\varepsilon_n = \varepsilon - \varepsilon_{ob}. \quad (13)$$

Опираясь на диаграмму деформирования сжатого бетона и зная ее поведение при разгрузках, по формуле (12) можно построить зависимость:

$$\Delta S = \Delta S(\varepsilon, \sigma, T). \quad (14)$$

При изменении напряжений пропорционально  $t$ , с учетом энтропийного критерия прочности, напряжения в бетоне в текущий момент времени будут равны:

$$\begin{aligned} \sigma(\tau) &= \lambda R_{b,dl}(t) \text{ при } t_0 \leq \tau < t \\ \text{и } \sigma(\tau) &= R_{b,dl}(t) \text{ при } \tau = t, \end{aligned} \quad (15)$$

где  $R_{b,dl}(t)$  — длительная прочность бетона;

$\lambda$  — коэффициент, зависящий от инвариантов текущего напряженно-деформированного состояния бетона [16];

$t_0$  — возраст материала в момент начала нагружения;

$\tau$  — возраст бетона;

$t$  — момент наблюдения деформаций.

При  $t_0 \leq \tau < t$  будет справедлива запись деформации:

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{F_k(t_0)}{E_b(t)} + F_c(t_0) C^*(t, t_0), \quad (16)$$

где  $F_k(t_0)$  — функция нелинейности для мгновенных деформаций;  $F_c(t_0)$  — функция нелинейности запаздывающих деформаций, которые являются строго идентичными только в линейной постановке и равны напряжениям  $\sigma(t_0)$ , в нелинейной постановке они различны и будут давать одинаковые результаты только в том случае, если подбор функций нелинейности увязан с принятой формой записи меры простой ползучести;  $E_b(t)$  — модуль упругости бетона в момент времени  $t$ ;  $C^*(t, t_0)$  — мера ползучести бетона.

Примем, что при мгновенной разгрузке деформации следуют прямой линии, параллельной касательной к кривой « $\sigma - \varepsilon$ » в начале координат. Тогда обратимая часть деформации будет иметь запись:

$$\varepsilon_{ob}(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_b(t)} + k_{ob,c} \sigma(t_0) C^*(t, t_0), \quad (17)$$

где  $k_{ob.c}$  — коэффициент обратимости деформаций ползучести.

В соответствии с (13), необратимые деформации будут равны:

$$\begin{aligned}\varepsilon_n(t, t_0) &= \frac{[F_k(t_0) - \sigma(t_0)]}{E_b(t_0)} + [F_c(t_0) - k_{ob.c}\sigma(t_0)]C^*(t, t_0) = \\ &= \frac{V_k}{E_b(t)} \left[ \frac{\sigma(t_0)}{R_b(t_0)} \right]^{m_k} \sigma(t_0) + \left\{ 1 - k_{ob.c} + V_c \left[ \frac{\sigma(t_0)}{R_b(t_0)} \right]^{m_c} \right\} \sigma(t_0) C^*(t, t_0),\end{aligned}\quad (18)$$

где  $V_k = \frac{37,5}{R_b}$ ;  $V_c = \frac{45,0}{R_b}$ ;  $m_k = 5,7 - 0,05R_b$ ;  $m_c = 5 - 0,07R_b$  — параметры нелинейности.

Мера ползучести принята в форме  $C^*(t, t_0) = C(\infty, 28)(c + de^{-2\gamma\tau})[1 - ke^{-\gamma(t-\tau)}]$ .

Функции нелинейности  $F_k$  и  $F_c$  подобраны с учетом записи [8]:

$$F = \sigma \left[ 1 + V \left( \frac{\sigma}{R_b} \right)^m \right]. \quad (19)$$

При кратковременном (эталонном) нагружении и постоянной температуре в момент разрушения:

$$\Delta S \times T = \varepsilon_{ob} R_b(t) - \int_0^{R_b} \varepsilon_{ob} d\sigma. \quad (20)$$

Учитывая (18), запишем:

$$\Delta S \times T = R_b^2(t) \left[ \frac{V_k}{E_b(t)} \frac{m_k + 1}{m_k + 2} + \left( \frac{1 - k_{ob.c}}{2} + V_c \frac{m_c + 1}{m_c + 2} \right) C^*(t, t_0) \right]. \quad (21)$$

На диаграмме деформирования бетона при сжатии « $\sigma - \varepsilon$ » приращение плотности производства энтропии будет пропорционально площади частных приращений на различных участках. Общее приращение плотности производства энтропии будет равно сумме частных приращений. Исходя из условия (6), можно записать зависимость для определения длительной прочности с учетом возраста бетона:

$$R_b(\tau) = F_R(\tau) \beta_R \eta_R R_c, \quad (22)$$

где  $F_R$  — функция старения бетона;  $\beta_R$  — температурный коэффициент прочности;  $\eta_R$  — коэффициент длительности и режима загрузки;  $R_c$  — прочность бетона при некоторых условиях, принятых за средние.

Учитывая, что при эталонном режиме загрузки  $\eta_R = 1$ , на основании (22) имеем:

$$R_{b,dl}(t) = \eta_R R_b(t_0) \frac{F_R(t) \beta_R}{F_R(t_0) \beta_R} = r R_b(t_0), \quad (23)$$

где  $r = \eta_R \frac{F_R(t) \beta_R}{F_R(t_0) \beta_R}$  — коэффициент изменения прочности бетона.

Тогда отношение величины энтропии к длительной прочности в момент разрушения бетона:

$$\frac{\Delta S \times T}{R_{b,dl}^2(t)} = \frac{V_k}{E_b(t)} \left[ \beta^{m_k} \lambda^2 + \frac{m_k + 1}{m_k + 2} + (1 - \lambda^{m_k + 1}) \right] + (1 - k_{ob,c} + V_c \beta^{m_c}) \lambda^2 C^*(t, t_0) - \frac{1}{E_b(t_0)} \frac{V_k}{m_k + 2} \beta^{m_k} \lambda^2 -$$

$$- \left( \frac{1 - k_{ob,c}}{2} + \frac{V_c}{m_c + 2} \beta^{m_c} \right) \lambda^2 C^*(t, t_0) + \left[ (1 - k_{ob,c}) \frac{(1 - \lambda)^2}{2} + V_c \eta_R^{m_c} \frac{m_c + 1 - \lambda^{m_c + 1} (m_c + 2) + \lambda^{m_c + 2}}{m_c + 2} \right] C^*(t, t_0),$$

где  $\beta = \lambda r$ .

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Суммируя изложенное выше, можно сделать следующие выводы:

1. Процесс увеличения начального модуля деформаций бетона во времени рассмотрен как следствие некоторой модельной физико-химической реакции твердения первого порядка. При этом принимается то, что скорость химической реакции твердения пропорциональна концентрации реагирующих веществ и зависит от температурно-временного фактора. Применение энтропийного критерия прочности позволяет учесть влияние температуры на длительную прочность бетона. Считая, что для бетонов законы ползучести установлены достаточно достоверно, можно рекомендовать применение энтропийного критерия для изучения сопротивления бетона в железобетонных конструкциях.

2. Изменчивость свойств бетонов зависит не только от возраста, но и от условий набора прочности, и прямо влияет на поведение железобетонных конструкций в реальных условиях эксплуатации. Более точная оценка реальных свойств железобетонных конструкций с учетом режима действия внешних нагрузок, изменения прочностных характеристик материалов, а также возможных коррозионных повреждений, позволит не только уточнить напряженно-деформированное состояние, но и выяснить характер его изменения в процессе нагружения и разгружения, также поможет изыскать дополнительные резервы прочности и обеспечить экономии материалов при длительных сроках эксплуатации зданий и сооружений различного назначения.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Green W., Chess P. Durability of Reinforced Concrete Structures. CRC Press, 2019.
2. Blikharsky Y., Selejdak J., Kapiika N., Vashkevych R. Study of Concrete under Combined Action of Aggressive Environment and Long-Term Loading // Materials. 2021. № 14 (21). P. 6612.
3. Тамразян А.Г., Орлова М.А. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов с трещинами // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2015. № 6 (53). С. 98–105.
4. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Behavior of compressed reinforced concrete columns under thermodynamic influences taking into account increased concrete deformability // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2018. Vol. 365. P. 052034
5. Berlinov M., Berlinova M. Long-term durability of concrete structures // Journal of Physics: Conference Series this link is disabled. 2020. № 1614 (1). P. 012006.
6. Бамбура А.Н., Дорогова Е.В. Общий метод оценки напряженно-деформированного состояния и несущей способности предварительно-напряженных железобетонных элементов круглого сечения по деформационной модели // Вестник Белорусско-российского университета. 2014. № 3 (44). С. 105–112.
7. Творогова М.Н. Сопротивление деформированию и разрушению железобетонных конструкций с учетом нелинейных и неравновесных свойств и режимов нагружения : дис. ... канд. техн. наук. М., 2006.
8. Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. М., 1982. 287 с.
9. Левченков С.И. Физическая и коллоидная химия : конспект лекций для студентов РГУ. Ростов-на-Дону, 2008. 87 с.
10. Putlyaev V.I., Safronova T.V., Filippov Ya.Yu., Evdokimov P.V. Colloidal forming of chemically bonded calcium phosphate composites // Inorganic Materials: Applied Research. 2017. № 8 (1). Pp. 153–158.
11. Назаренко В.Г., Творогова М.Н. О построении функций старения бетона. Бетон и железобетон. 2010. № 6. С. 23–25.

12. Берлинова М.Н., Бобров В.В. Оценка влияния деструктивных процессов на длительную прочность бетона // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 6. С. 10–13.
13. Борн М. Лекции по атомной механике (пер. с нем.). 2011. 312 с.
14. Чудновский А.И. Основы статистической теории длительной прочности : уч. пос. для студентов IV–V курсов самолетостроит. фак-та дневного отд-ния. Новосибирск : НЭТИ, 1977. Ч. 1. 105 с.
15. Берлинова М.Н., Творогов А.В. Режимная прочность бетона в строительных конструкциях // Естественные и технические науки. 2015. № 6 (84). С. 530–532.
16. Бондаренко С.В. Расчет строительных конструкций по режимам нагружений. М. : МИСИ. БТИСМ, 1982. 180 с.

## REFERENCES

1. Green W., Chess P. *Durability of Reinforced Concrete Structures*. CRC Press, 2019.
2. Blikharskyy Y., Selejdak J., Kapiika N., Vashkevych R. Study of Concrete under Combined Action of Aggressive Environment and Long-Term Loading. *Materials*. 2021. No. 14 (21). P. 6612.
3. Tamrazyan A.G., Orlova M.A. Experimental Studies of the Stress-Strain State of Reinforced Concrete Bending Elements with Cracks. *Bulletin of Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering*. 2015. No. 6 (53). Pp. 98-105.
4. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Behavior of compressed reinforced concrete columns under thermodynamic influences taking into account increased concrete deformability. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018. Vol. 365. P. 052034.
5. Berlinov M., Berlinova M. Long-term durability of concrete structures. *Journal of Physics: Conference Series*. 2020. No. 1614 (1). P. 012006.
6. Bambura A.N., Dorogova E.V. General Method for Estimating the Stress-Strain State and Load-Bearing Capacity of Prestressed Reinforced Concrete Elements of a Circular Section by a Deformation Model. *Bulletin of the Belarusian-Russian University*. 2014. No. 3 (44). Pp. 105-112.
7. Tvorogova M.N. *Resistance to deformation and destruction of reinforced concrete structures taking into account nonlinear and nonequilibrium properties and loading regimes : dissertation for the degree of Candidate of Technical Sciences*. Moscow, 2006.
8. Bondarenko V.M., Bondarenko S.V. *Engineering methods of nonlinear theory of reinforced concrete*. Moscow, 1982. 287 p.
9. Levchenkov S.I. *Physical and colloidal chemistry : lecture notes for students*. Rostov-on-Don : RSU, 2008. 87 p.
10. Putlyaev V.I. Safronova T.V., Filippov Ya.Yu., Evdokimov P.V. Colloidal forming of reaction-bound calcium phosphate composites. *Materials Science*. 2016. No. 6. Pp. 39-45.
11. Nazarenko V.G., Tvorogova M.N. *On the construction of concrete aging functions. Concrete and reinforced concrete*. 2010. No. 6. Pp. 23-25.
12. Berlinova M.N., Bobrov V.V. Evaluation of the influence of destructive processes on the long-term strength of concrete. *Industrial and civil construction*. 2014. No. 6. Pp. 10-13.
13. Born M. *Lectures on Atomic Mechanics (transl. from German)*. 2011. 312 p. (in Russian).
14. Chudnovsky A.I. *Fundamentals of statistical theory of long-term strength : handbook for students of IV-V courses of aircraft engineering. fac. day study*. Novosibirsk : NETI, 1977. Part 1. 105 p.
15. Berlinova M.N., Tvorogov A.V. Regime strength of concrete in building structures. *Natural and technical sciences*. 2015. No. 6 (84). Pp. 530-532.
16. Bondarenko S.V. *Calculation of building structures according to loading regimes*. Moscow : MISI, BTISM, 1982. 180 p.



УДК 624.012

DOI: 10.22227/2949-1622.2024.2.22-34

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/ RESEARCH ARTICLE

## Усталостное поведение изгибаемых железобетонных балок при коррозии

**А.Г. Тамразян<sup>1\*</sup>**<sup>1</sup> Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация

\* tamrazian@mail.ru

**Ключевые слова:** усталостная прочность, срок службы, изгиб, железобетонные балки, коррозия, частота, гистерезис, выемка, выступы арматуры

### История статьи

Поступила в редакцию: 06.04.2024

Доработана: 07.05.2024

Принята к публикации: 15.05.2024

### Для цитирования

Тамразян А.Г. Усталостное поведение изгибаемых железобетонных балок при коррозии // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 6. № 2. С. 22–34.

**Аннотация.** Статья посвящена вопросам усталости изгибаемых железобетонных балок при коррозии арматуры. Рассматриваются влияние выступов и выемки арматуры периодического профиля в бетоне при повторяющихся нагрузках, которые действуют как концентраторы напряжений, что приводит к появлению усталостных трещин и к снижению усталостной прочности. Высота, ширина, угол подъема и радиус основания выступа влияют на величину концентрации напряжения и, следовательно, на усталостную прочность арматурных стержней. Представлена кривая циклических напряжений-деформаций (гистерезиса) для арматуры. После 7% -ной фактической потери массы наблюдается снижение усталостных характеристик балки. Поскольку это уменьшение совпадает с наблюдением питтинга, предполагается, что оно в основном из-за точечной коррозии. Предлагается деформационный подход к выносливости. Выведена зависимость между деформацией и сроком службы элемента. Показано, что коэффициент усталостной прочности стальной арматуры в балках увеличивается с увеличением глубины выемки, а контролирующим коэффициентом усталостной прочности балок является усталостная прочность стального стержня.

## Fatigue Behavior of Flexural Reinforced Concrete Beams under Corrosion Conditions

**Ashot G. Tamrazyan<sup>1\*</sup>**<sup>1</sup> Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation

\* tamrazian@mail.ru

**Keywords:** fatigue resistance, service life, bending, reinforced concrete beams, corrosion, frequency, hysteresis, hollowing, lugs of the reinforcement

**Abstract.** The article is devoted to the fatigue of bending reinforced concrete beams under reinforcement corrosion. The influence of lugs and rebar notches periodic profile in concrete under repetitive loads, which act as stress concentrators, leading to the appearance of fatigue cracks and to the reduction of fatigue strength, is considered.

**Ашот Георгиевич Тамразян**, чл.-корр. РААСН, д-р техн. 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., 2024



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



**Article history**

Received: 06.04.2024

Revised: 07.05.2024

Accepted: 15.05.2024

**For citation**

Tamrazyan A.G. Fatigue Behavior of Flexural Reinforced Concrete Beams under Corrosion Conditions. *Reinforced concrete structures*. 2024; 2(6):24-36.

The height, width, elevation angle and radius of the base of the lugs affect the magnitude of stress concentration and hence the fatigue strength of the reinforcement bars. A cyclic stress-strain (hysteresis) curve for reinforcement is presented. After 7% — actual mass loss, a decrease in the fatigue performance of the beam is observed. Since this reduction coincides with the observation of pitting, it is assumed to be mainly due to pitting. A deformation approach to endurance is proposed. The relationship between deformation and service life of an element is derived. It is shown that the fatigue strength coefficient of steel reinforcement in beams increases with increasing depth of excavation, and the controlling fatigue strength coefficient of beams is the fatigue strength of steel bar.

## ВВЕДЕНИЕ

Проблемы коррозии в бетоне часто встречаются в мостах, в парковочных и прибрежных морских сооружениях из-за воздействия на них соли либо из атмосферы, либо из антиобледенителей, используемых в зимний сезон на мостах. Коррозия — одна из самых серьезных проблем, влияющих на срок службы этих конструкций, и полная замена, вероятно, будет стоить намного дороже, чем стоимость обслуживания и ремонта [1].

Поверхностные концентраторы напряжений являются основными факторами снижения коррозионной стойкости стержней. Длительная сохранность арматуры в бетонах определяется изолирующим действием бетона, зависящим от плотности его структуры и толщины слоя, химического состава цементного камня, и условиями эксплуатации конструкций. Однако ни одна из характеристик проницаемости бетона не гарантирует длительного защитного действия бетона по отношению к арматуре.

Повторяющаяся нагрузка вызывает разрушение конструкции усталостью, даже если приложенная нагрузка значительно ниже статической прочности ее элементов. Усталость при повторяющейся нагрузке может возникнуть для любой конструкции, будь то корродированная или нет. Сочетание усталости и коррозии приводит к значительному снижению уровня усталостной прочности. Однако пока недостаточно исследований об усталостном поведении корродированных железобетонных конструкций.

### Усталость железобетонных конструкций

Усталость — это повреждение из-за образования и роста трещин, вызванных повторными приложениями нагрузки, которые недостаточны для того, чтобы вызвать разрушение с помощью одноразового приложения [2]. Большинство материалов при циклической нагрузке выдерживают меньшее напряжение, чем когда подвергаются статической нагрузке. Усталостная прочность зависит от уровня напряжений, скорости нагружения, отношения напряжений (отношение минимального напряжения к максимальному), среднего напряжения и количества циклов нагружения [3, 4, 5]. Прежде чем оценивать усталостное поведение железобетонных конструкций, рассмотрим поведение бетона и стальной арматуры.

#### Бетон

Поведение обычного бетона при циклической усталостной нагрузке характеризуется появлением и ростом трещин, которые могут привести к полному разрушению после достаточного количества повторений нагрузки.

Усталостная прочность снижается с увеличением количества циклов. Обычный бетон до 10 миллионов циклов не имеет предела выносливости, а кривая  $S-N$  между  $10^2$  и  $10^7$  циклами является линейной в логарифмическом масштабе. Циклические испытания на усталостное внецентренное сжатие, проведенные на призмах из обычного бетона, показали, что усталостная прочность увеличивается по мере увеличения эксцентриситета. Предполагается, что это

увеличение связано с тем, что градиент напряжений замедляет рост внутренних микротрещин.

Испытания показали, что частота нагружения не влияет на усталостную прочность простого бетона при условии, что частота циклических нагрузок находится в диапазоне от 1,0 до 15 Гц, а максимальное напряжение не превышает 75 % от статической прочности [2]. Однако при более высоких уровнях напряжения частота нагружения оказывает значительное влияние. При снижении частоты нагружения эффект ползучести становится значительным, что приводит к снижению усталостной прочности.

Диаграмма Гудмана — это наиболее удобное представление испытания на усталостную долговечность. Она используется для прогнозирования усталостной долговечности при заданном соотношении напряжений (переменные и средние напряжения) на основе свойств материала (предельная прочность  $S_{ut}$  и выносливость  $S_e$ ). При этом учитывается геометрия образца и состояние его поверхности. Модифицированная диаграмма Гудмана для стали показана на рис. 1.

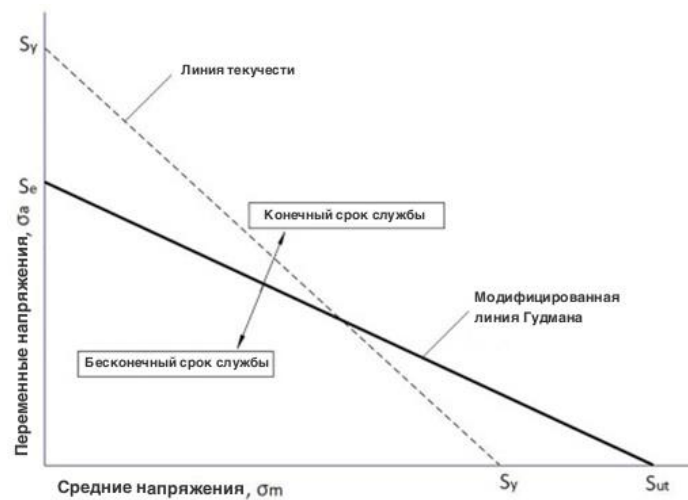


Рис. 1. Представление модифицированной диаграммы Гудмана  
Fig. 1. Representation of a modified Goodman diagram

Поскольку у обычного бетона нет предела усталости, проектировщики обычно оценивают усталостную прочность при заданном количестве циклов, используя диаграмму Гудмана для бетона, показанную на рис. 2 [2, 6].

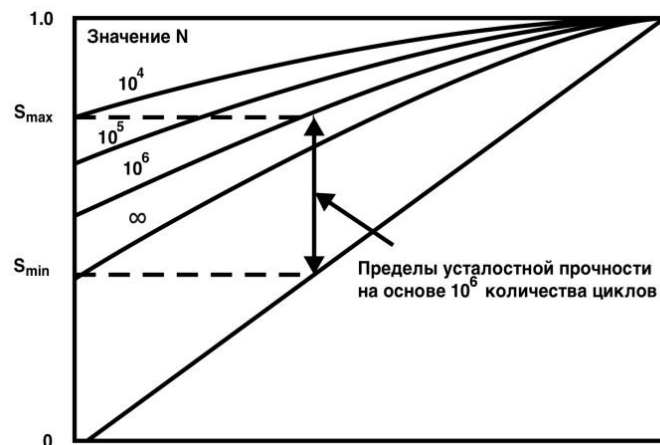


Рис. 2. Диаграмма Гудмана для бетона [2]

**Fig. 2.** Goodman diagram for concrete [2]

Следует отметить, что диаграмму Гудмана можно использовать независимо от того, какой режим нагружения растяжение, сжатие или изгиб, поскольку усталостная прочность (выраженная в процентах от соответствующей статической прочности) бетона практически одинакова для трех режимов нагружения [2, 6].

#### *Арматурная сталь*

Выступы арматуры в бетоне при повторяющихся нагрузках действуют как концентраторы напряжений, что приводит к появлению усталостных трещин, к снижению усталостной прочности. В испытаниях было показано, что стержни в бетоне при наличии хорошего сцепления между сталью и бетоном демонстрируют более высокую усталостную прочность, чем стержни, находящиеся в воздухе [7, 8]. Основные переменные, влияющие на усталостную прочность деформированных стержней, включают средний и минимальный уровень напряжения, диаметр стержня, тип стержня и геометрию выступов [2]. Скорость нагружения, предел текучести и температура практически не влияют на усталостную долговечность арматурной стали. Диаметр и тип стержня связаны между собой, поскольку стержни, заделанные в бетонные балки, имеют градиент напряжения по всей длине стержня. Стержни с большим диаметром в тонких балках или плитах могут иметь значительно более высокие напряжения на концах пролета, чем в середине. Это приводит к увеличению надежности, срока службы стержней с малым диаметром по сравнению со стержнями большого диаметра [2, 9]. Обычно наблюдается, что при одинаковом уровне напряжения с увеличением диаметра стержня усталостная долговечность уменьшается [10].

Высота, ширина, угол подъема и радиус основания выступа влияют на величину концентрации напряжения и, следовательно, на усталостную прочность арматурных стержней. Испытания показали, что с увеличением отношения радиуса основания к высоте выступа усталостная прочность заметно возрастает до отношения 1,0. Уменьшение угла наклона выступа стержня по отношению к продольной оси также повышает усталостную прочность. На основании аналитических исследований при проектировании конструкций рекомендуется использовать коэффициент концентрации напряжений между 1,5 и 2,0 [2].

Влияние среднего напряжения иногда упускается из виду, и основное внимание обычно уделяется уровню напряжений. Однако показано, что увеличение среднего напряжения при растяжении приводит к снижению усталостной долговечности (выносливости) [10].

Влияние минимального уровня напряжения на усталостную прочность арматурных стержней не очень хорошо понимается из-за противоречивых результатов разных исследователей. Некоторые исследователи пришли к выводу, что минимальный уровень напряжения не влияет на усталостную долговечность, в то время как другие пришли к выводу, что усталостная прочность уменьшается с увеличением минимального уровня напряжения пропорционально отношению изменения минимального уровня напряжения к прочности арматурных стержней на растяжение.

#### *Железобетонные элементы*

Характеристики железобетонной балки зависят от совместного действия арматуры и бетона. Для недостаточно армированных железобетонных балок усталостные характеристики в основном определяются сталью. Сильно армированные железобетонные балки могут разрушаться при изгибе или сдвиге в зависимости от того, какая прочность бетона или стали является критичной. Усталостное разрушение не всегда происходит по тому же механизму, что и статическое разрушение [7].

В [2] содержатся два требования к проектированию железобетонных конструкций при усталости:

- уровень напряжений в бетоне не должен превышать 40 % его прочности на сжатие;
- уровень напряжений в стали не должен превышать значения,  $S_r = 160 - 0,33 S_{\min} < 140$  МПа, где  $S_r$  — допустимый уровень напряжений и  $S_{\min}$  — минимальное напряжение.

Первое требование заключается в том, чтобы гарантировать, что бетон выдержит не менее 10 миллионов циклов, а второе — консервативная нижняя граница всех доступных результатов испытаний на арматурных стержнях.

### **Влияние коррозии на железобетонные балки**

Потеря средней площади поперечного сечения арматуры наиболее часто используется в качестве метода для измерения степени коррозии. В железобетоне максимальная скорость коррозии стали около 50 м/год.

Основной урон происходит не от потери стали, а от расширения объема продуктов ржавчины, что приводит к растрескиванию и отслаиванию бетона и, следовательно, к потере связи между бетоном и сталью [11, 12, 13].

Объем продуктов ржавчины намного больше, чем исходный объем потребляемого железа во время реакции коррозии [14]. Поскольку большая часть ржавчины ограничена бетоном, его образование создает растягивающие напряжения, которые могут в конечном итоге превысить предел прочности бетона. Следовательно, повреждение сначала наблюдается как пятна ржавчины и мелкое растрескивание по бетонной поверхности. Эти трещины развиваются параллельно арматуре. Было высказано предположение, что трещины в бетоне возникают, когда толщина слоя ржавчины вокруг стали превышает 0,1–0,2 мм [12]. Если ремонт на этом раннем этапе не проводится, коррозия будет возрастать до тех пор, пока трещины позволяют мигрировать больше кислорода и воды к стали. Это приводит к серьезному повреждению, включая полную потерю связи между бетоном и сталью из-за расслаивания и отслаивания, а также к уменьшению ее площади поперечного сечения до такой степени, что железобетонные конструкции могут стать небезопасными [12].

### **Влияние коррозии на усталость**

Испытания на равномерно корродированных стержнях не показали явного снижения усталостных характеристик, пока сокращение площади было небольшим [6]. Аналогичное наблюдение было отмечено в [15]. В [16] объяснили, что продукты ржавчины заполняют трещины в стали при растяжении и, таким образом, усиливают напряжение закрытия трещины и уменьшают уровень напряжений в стальной арматуре. Однако авторы заметили, что это явление происходит при низкой частоте. Когда балки испытывались на более высоких частотах (от 3 до 5 Гц), трещины при растяжении не закрывались продуктами коррозии, и поэтому отмечалось лишь незначительное снижение выносливости. С другой стороны, при больших потерях коррозионной массы, особенно в случае питтинговой коррозии, вызванной хлоридами, снижение усталостной прочности достигало до 37 % [10]. Снижение усталостной прочности получается больше, что можно объяснить только уменьшением площади поперечного сечения [16].

В [17] провели всестороннее исследование пятидесяти балок, испытанных при циклически усталостной нагрузке частотой 6,7 Гц. Балки были размерами 110 × 380 × 2000 мм, армированные одним стержнем диаметром 24 мм. Переменными параметрами были тип стали (горячекатаные или холоднодеформированные), условия испытания (на воздухе, в морской воде и в 3%-ном растворе хлорида натрия) и уровень напряжения в стали. По результатам экспериментальных данных авторы пришли к выводу, что:

- балки из обоих типов стали показали предел усталости при испытании на воздухе, причем предел усталости холоднодеформируемых стержней был меньше, чем горячекатаных;

- холоднодеформируемые стержни при испытании в морской воде имели более низкий предел усталости, чем при испытании на воздухе;
- для горячекатаных стержней, погруженных в морскую воду или раствор хлорида, предел усталости не наблюдается вплоть до  $10^7$  циклов. Кривые «напряжение – срок службы» этих двух групп были почти параллельны и имели значительно более высокий наклон, чем у стержней, испытанных в воздухе по логарифмической шкале;
- сокращение усталостной долговечности в корродированных стержнях связано с тем, что коррозионные ямы становятся местами зарождения усталостных трещин, а коррозионная среда увеличивает скорость их роста;
- у балок, испытанных в 3%-ном растворе хлорида, усталостная прочность снизилась более чем на 30 МПа по сравнению с балками, испытанными в морской воде. Это наблюдение позволяет предположить, что хлоридная среда более агрессивная, чем морская вода, и поэтому конструкции, подвергающиеся воздействию антиобледенительных реагентов, находятся в более суровых условиях, чем погруженные в морскую воду.

Агрессивные среды оказывают серьезное влияние на усталостные характеристики элементов конструкций. Чтобы избежать усталостных разрушений в агрессивных средах, предел усталости конструкции снижают [18]. Например, в [6] рекомендуется коэффициент снижения прочности 1,7 для высоких уровней коррозии (более 25 % уменьшение площади поперечного сечения стали) и 1,35 для уровня коррозии менее 25 %.

### **Рекомендации по проектированию железобетонных балок при усталостном нагружении**

Уровень напряжений является наиболее важным фактором для усталости железобетонных конструкций. Общий подход к усталости — это определение уровня напряжений в каждом из материалов (бетона и арматуры) из-за усталостных нагрузок и проверка уровня напряжений на допустимые пределы. В [2] определяется допустимый уровень напряжения усталости для бетона и арматурной стали на основе экспериментальных данных. Расчеты фактического уровня напряжений выполняются с использованием методов анализа нормального сечения под действием максимальной и минимальной нагрузки на усталость. Этот критерий в расчете суммируется следующим образом:

- уровень напряжений в бетоне не должен превышать  $0,4R_b$ , когда минимальное напряжение равно нулю;
- уровень напряжений в линейно деформированной арматуре  $S_r$  не должен превышать  $(160 - 0,33S_{\min})$  МПа, где  $S_{\min}$  — минимальное напряжение. Для изгибаемых стержней уровень напряжений, вычисленный из этого отношения, должен быть уменьшен на 50 процентов.

## **МЕТОД**

### **Анализ усталости: деформационный подход к выносливости**

Предлагаемый подход к анализу усталости основан на характеристиках арматурных стержней. Арматура, используемая в железобетонных балках, обычно представляет собой деформированные стержни с ребрами. Было отмечено, что ребра действуют как усилители напряжений и приводят к концентрации напряжений у основания ребер [19, 20]. При высоких уровнях напряжений в этих ребрах возникает значительная пластичность, что приводит к существенному снижению выносливости стержня. Таким образом, модель усталостного поведения должна учитывать геометрию арматурного стержня в дополнение к номинальным уровням напряжений, приложенных к стали в течение всего срока службы балки. Для описания такого поведения используется деформационный подход. Следует упомянуть, что деформационный подход обычно реализуется в случаях, когда уровни напряжений высоки и

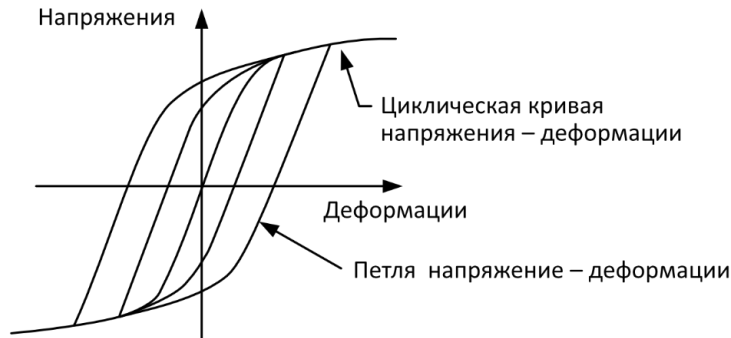
развиты значительные пластические деформации [3]. Деформационный подход непосредственно измеряет и количественно оценивает эти пластические деформации.

Для прогнозирования усталостной долговечности стальных арматурных стержней при использовании деформационного подхода требуется следующая информация [21]:

- свойства стали, полученные в результате лабораторных усталостных данных с контролем деформации гладких образцов (циклическая реакция «напряжения – деформации» и данные о сроке службы);
- история «напряжений – деформаций» в ребрах, полученная от номинальных уровней напряжения, приложенных к стальным арматурным стержням;
- методика учета влияния средних напряжений на выносливость.

### Свойства стали

Циклическая кривая «напряжения – деформации» (гистерезис) получена из испытаний гладких образцов при различных уровнях постоянной деформации. После повторных нагрузочных циклов петля гистерезиса стабилизируется. Обычно регистрируются данные о напряжении и деформации при половине усталостного ресурса. Затем определяют точки максимального напряжения и деформации стабилизированных петель гистерезиса (вершины петель) соединяются и формируют циклическую кривую, как показано на рис. 3.



**Рис. 3.** Циклическая кривая «напряжения – деформации», полученная путем соединения точек максимального напряжения и напряжения стабилизированных контуров гистерезиса [3]

**Fig. 3.** Cyclic stress-strain curve obtained by connecting the points of maximum stress and stress stabilised hysteresis contours [3]

Циклическая кривая «напряжения – деформации» выражается:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \left( \frac{\sigma}{k'} \right)^{1/n'}, \quad (1)$$

где  $\varepsilon$  и  $\sigma$  — циклическая деформация и напряжение металла соответственно;  $k'$  — коэффициент циклической прочности;  $n'$  — показатель циклического деформационного упрочнения.

Значения  $k'$  и  $n'$  определяются путем построения графика зависимости истинного значения циклического напряжения от истинного значения циклической пластической деформации в логарифмической шкале (log-log), как показано на рис. 4. Наклон полученной прямой представляет собой  $n'$ , а пересечение представляет  $k'$  при деформации, равной единице.

Зависимость между деформацией и сроком службы определяется следующим образом:

$$\frac{\Delta \varepsilon}{2} = \frac{\sigma'_f}{E} (2N_f)^b + \varepsilon'_f (2N_f)^c, \quad (2)$$

где  $\Delta\varepsilon/2$  — значение деформации;  $\sigma'_f$  — усталостная прочность;  $\varepsilon'_f$  — усталостная пластичность;  $b$  — показатель усталостной прочности;  $c$  — показатель усталостной упругости;  $N_f$  — число циклов до разрушения.

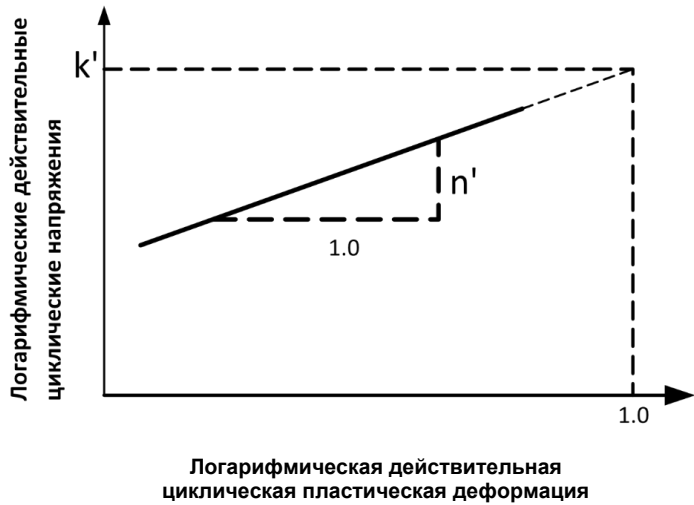


Рис. 4. Поведение циклических напряжений и пластических деформаций в металлах  
Fig. 4. Behavior of cyclic stresses and plastic deformations in metals

Первое слагаемое в правой части уравнения «деформация – срок службы» дает упругую часть деформации, а второе — пластическую часть. Эта зависимость схематично показана на рис. 5.

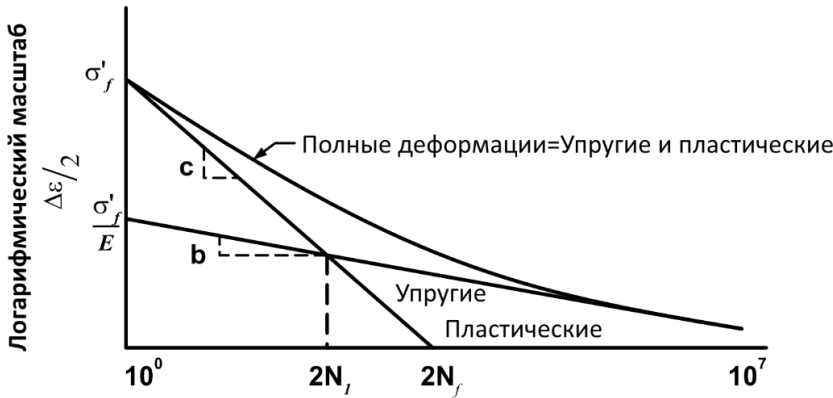


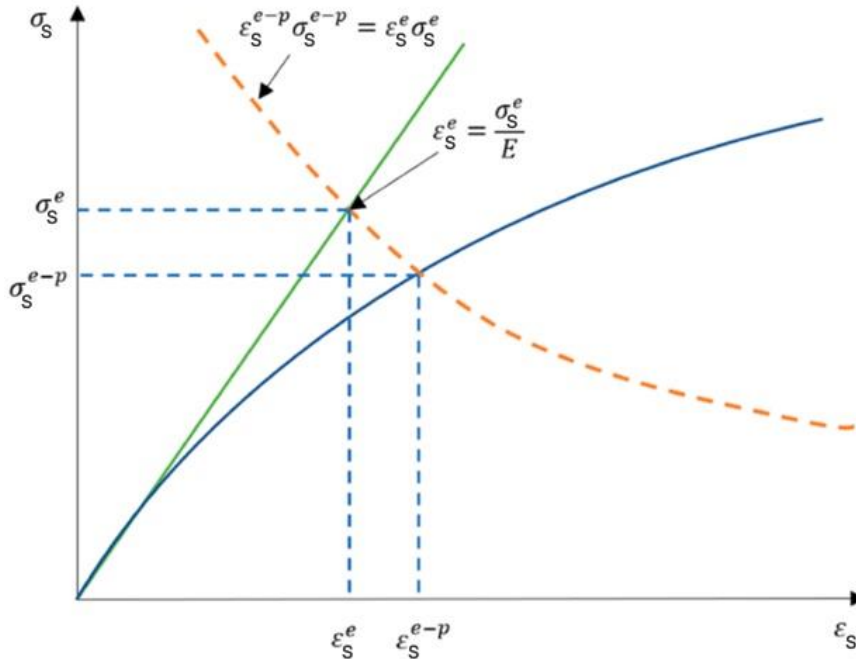
Рис. 5. Зависимость «деформация – срок службы»  
Fig. 5. Strain – service life relationship

**История «напряжений – деформаций»**

*Начальный цикл нагрузки*

Максимальное номинальное напряжение  $S_{\max}$  в арматурном стержне рассчитывается с помощью обычного анализа на изгиб для поперечного сечения с трещиной в середине пролета. Местное напряжение  $\sigma_{\max}$  и местная деформация  $\varepsilon_{\max}$  в корне выемки (корень ребра), которые удовлетворяют циклической кривой «деформация – напряжения», связаны с макси-

мальным номинальным напряжением с помощью гиперболической зависимости Нейбера (рис. 6), выраженной следующим образом [3].



**Рис. 6.** Гипербола Нейбера вместе с линейной упругопластической моделью (закон Гука) и кривой деформации  
**Fig. 6.** Neuber's hyperbola together with the linear elastic-plastic model (Hooke's law) and the strain curve

Для упругого номинального поведения:

$$\sigma_{\max} \varepsilon_{\max} = \frac{(K_t S_{\max})^2}{E} . \quad (3)$$

Для пластического номинального поведения:

$$\sigma_{\max} \varepsilon_{\max} = (K_t)^2 S_{\max} e_{\max} , \quad (4)$$

где  $K_t$  — коэффициент концентрации, равный 2 [2, 19];  $e_{\max}$  — максимальная номинальная деформация;  $E$  — модуль упругости стали.

При выводе модели использована гипербола Нейбера вместе с линейной упругопластической моделью (закон Гука) и кривой деформации. Это означает, что можно сформулировать амплитуду упругой деформации с использованием амплитуды упругого напряжения и модуля деформации.

Метод Нейбера позволяет преобразовать фиктивные значения полностью упругого напряжения, полученные с помощью МКЭ, в «реальные» упругопластические значения. Это основное условие для любых вычислений, выполняемых посредством анализа локальной упруго-пластической деформации, за исключением использования анализа переходных процессов [22].

*Циклы усталостной нагрузки*



После определения максимального и минимального номинальных напряжений  $S_{\max}$  и  $S_{\min}$  для растянутого стержня из-за усталостной нагрузки рассчитывается номинальный диапазон напряжений  $\Delta S$  как разность между  $S_{\max}$  и  $S_{\min}$ . Этот уровень напряжений приводит к изменению местного напряжения  $\Delta\sigma$  и соответствует изменению местной деформации  $\Delta\varepsilon$  в корне выемки. Изменение местных напряжения и деформаций удовлетворяет кривой «напряжения – деформации» для стали. Основываясь на гипотезе Мазинга, кривая гистерезиса получается удвоением циклической кривой «деформации – напряжения» для стали [3, 23]. Кривая «напряжения – деформации» показана на рис. 7 и выражается следующим образом:

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E} + 2\left(\frac{\Delta\sigma}{2k'}\right)^{1/n'}, \quad (5)$$

где  $k'$  — коэффициент циклической прочности;  $n'$  — показатель циклического деформационного упрочнения, определяемый из лабораторных испытаний на усталость.

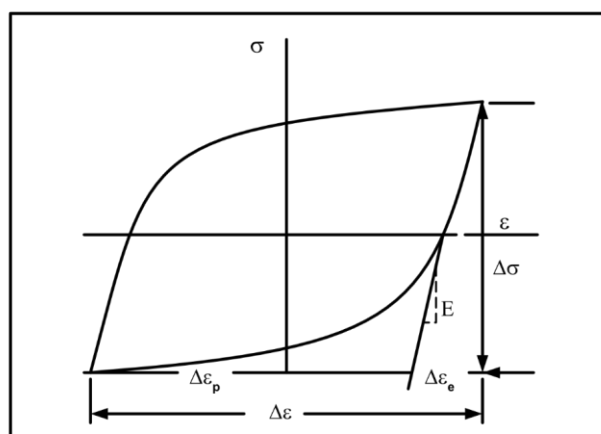


Рис. 7. Цикл гистерезиса  
Fig. 7. Hysteresis cycle

Изменения локального напряжения  $\Delta\sigma$  и локальной деформации в корне выемки  $\Delta\varepsilon$  также удовлетворяют правилу Нейбера в следующем виде:  
для упругого номинального поведения:

$$\Delta\sigma\Delta\varepsilon = \frac{(K_t\Delta S)^2}{E}; \quad (6)$$

для пластического номинального поведения:

$$\Delta\sigma\Delta\varepsilon = (K_t)^2 \Delta S \Delta e, \quad (7)$$

где  $\Delta e$  — номинальное изменение деформации, соответствующее  $\Delta S$ .

## РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Оцененные значения максимального местного напряжения  $\sigma_{\max}$ , изменения местного напряжения  $\Delta\sigma$ , местная деформация  $\Delta\varepsilon$  используются для определения соответствующего усталостного срока службы  $N_f$  арматурного стержня. Среднее напряжение учитывается с помощью уравнения [24]:

$$\sigma_{\max} \frac{\Delta \varepsilon}{2} = \frac{(\sigma'_f)^2}{E} (2N_f)^{2b} + \sigma'_f \varepsilon'_f (2N_f)^{b+c}, \quad (8)$$

где  $\sigma'_f$ ,  $\varepsilon'_f$ ,  $b$  и  $c$  — коэффициенты усталости, ранее определенные для уравнения (2), и определяются по результатам испытаний на усталость. Левая часть уравнения (8) определяется на основе значений максимального местного напряжения  $\sigma_{\max}$  и изменения локальной деформации  $\Delta \varepsilon$ . Затем усталостная долговечность в правой части повторяется до тех пор, пока обе стороны уравнения не будут равны.

Таким образом, подход, основанный на растяжении, используемый для учета концентрации напряжений, вызванной выемкой на арматурных стержнях, состоит из следующих этапов:

- 1) определить номинальное напряжение, приложенное к растянутой стали с использованием обычного изгибного анализа;
- 2) определить циклическую кривую «напряжения – деформации» и усталостные свойства стали;
- 3) провести анализ Нейбера с использованием номинального напряжения в стали для определения деформаций корней выемки и средних напряжений;
- 4) рассчитать усталостную долговечность для заданных условий, используя зависимость «деформация – срок службы» по формуле (8).

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Можно сделать следующие выводы относительно усталостных характеристик балок:

- после 7%-ной фактической потери массы наблюдается снижение усталостных характеристик балки. Поскольку это уменьшение совпадает с наблюдением питтинга, предполагается, что оно в основном из-за точечной коррозии;
- наблюдается большой разброс зависимости глубины выемки от теоретической и фактической потери массы. Геометрия выемки в основном влияет на усталостную прочность балки; соответственно, ожидается, что усталостная прочность будет связана с коэффициентом выносливости выемки;
- коэффициент усталостной прочности стальной арматуры в балках увеличивается с увеличением глубины выемки;
- контролирующим коэффициентом усталостной прочности балок является усталостная прочность стального стержня;
- усталостная нагрузка вызвала циклическую ползучесть и размягчение бетона при сжатии и циклическую ползучесть и размягчение стали при растяжении, что приводит к увеличению прогиба балок.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Hollaway L.C., Leeming M.B. Strengthening of Reinforced Concrete Structures: Using Externally-Bonded FRP Composites in Structural and Civil Engineering. Wood head, Cambridge, England, 1999.
2. ACI Committee 215, 1974, Considerations for design of Concrete Structures Subjected to Fatigue loading (ACI 215R-74 revised 1992 reapproved 1997), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1997. 24 p.
3. Bannantine J., Comer J., Handrock J. Fundamentals of Metal Fatigue Analysis. Prentice Hall, NJ, 1990.
4. Мирсаянов И.Т., Тамразян А.Г. К разработке научных основ теории выносливости железобетонных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 1. С. 50–56.
5. Мирсаянов И.Т., Тамразян А.Г. К расчету железобетонных конструкций на выносливость // Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 11. С. 19–23.
6. Comité Euro- International Du Béton, (CEB) “Fatigue of Concrete Structures: State of the Art Report”, Bulletin № 188, Lausanne, Switzerland, 1988.

7. Barnes R.A., Mays G.C. Fatigue Performance of Concrete Beams Strengthened with CFRP Plates // *ASCE Journal of Composites for Construction*. 1999. Vol. 3. No. 2. Pp. 63–72.
8. Lushnikova V.Y., Tamrazyan A.G. The effect of reinforcement corrosion on the adhesion between reinforcement and concrete // *Magazine of Civil Engineering*. 2018. No. 4 (80). Pp. 128–137.
9. Тамразян А.Г., Мацевич Т.А. Анализ надежности железобетонной плиты с корродированной арматурой // *Строительство и реконструкция*. 2022. № 1 (99). С. 89–98.
10. Tilly G.P. Fatigue of Steel Reinforcement Bars in Concrete : a Review // *Fatigue of Engineering Materials and Structures*. 1979. Vol. 2. No. 3. Pp. 251–268.
11. ACI Committee 222. Protection of Metals in Concrete Against Corrosion (ACI 222-01), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2001. 30 p.
12. Bentur A., Diamond S., Berke N.S. Steel Corrosion in Concrete: Fundamentals and Civil Engineering Practice. E & FN Spone, London, 1997.
13. Тамразян А.Г., Попов Д.С. Напряженно-деформированное состояние коррозионно-поврежденных железобетонных элементов при динамическом нагружении // *Промышленное и гражданское строительство*. 2019. № 2. С. 19–26.
14. Тамразян А.Г., Минеев М.С. К возникновению трещин в модели толстостенного бетонного цилиндра при коррозии с учетом пористой зоны на границе раздела арматуры и бетона // *Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности*. 2021. № 3 (393). С. 159–165.
15. Jhamb A.C., MacGregor J.G. Effect of surface Characteristics on Fatigue Strength of Reinforced Steel // *Abeles Symposium: Fatigue of Concrete*. ACI Sp-41, Detroit, MI, 1972. Pp. 139–182.
16. Arthur P.D., Earl J., Hodgkiess T. Corrosion Fatigue in Concrete for Marine Applications. *Fatigue of Concrete Structures*. Shah S.P., ED ACI SP-75, Detroit, MI, 1982. Pp. 1–24.
17. Roper H., Hetherington G.B. Fatigue of Reinforced Concrete Beams in Air, Chloride Solution, and Sea Water. *Fatigue of Concrete Structures*, Shah S.P., ED ACI SP-75, Detroit, MI, 1982. Pp. 307–330.
18. Fib model code for concrete structures // *FIB Model Code*, Lausanne, Switzerland : International Federation for Structural Concrete, 2010.
19. Heffernan P.J., Erki M.A. Fatigue behavior of Reinforced Concrete Beams, Strengthened with Carbon Fibre Reinforced Plastic Laminates. // *ASCE Journal of Composites for Construction*. 2004. Vol. 8. No. 2. Pp.132–140.
20. Masoud S., Soudki K., Topper T. Postrepair Fatigue Performance of FRP-Repaired Corroded Reinforced Concrete Beams: Experimental and Analytical Investigation // *ASCE Journal of Composites for Construction*. 2005. Vol. 9. No. 5. Pp. 441–449.
21. Тамразян А.Г. Методология анализа и оценки надежности состояния и прогнозирование срока службы железобетонных конструкций // *Железобетонные конструкции*. 2023. Т. 1. № 1. С. 5–18.
22. Neuber H. Theory of Stress Concentration for Shear Strained Prismatic Bodies with Arbitrary Non Linear Stress Strain Law // *Journal of Applied Mechanics*. 1961. Pp. 544–550.
23. Masing G. Eigenspannungen und Verfestigung beim Messing. In *Proc. of 2nd International. Congress of Applied Mechanics*, Zurich, 1926.
24. Smith K.N., Watson P., Topper T.H. A Stress – Strain Function for the Fatigue of Metals // *Journal of Materials (JMLSA)*. 1970. Vol. 5. No. 4. Pp. 767–778.

## REFERENCES

1. Hollaway L.C., Leeming M.B. Strengthening of Reinforced Concrete Structures: Using Externally-Bonded FRP Composites in Structural and Civil Engineering, Wood head, Cambridge, England, 1999.
2. ACI Committee 215. Considerations for design of Concrete Structures Subjected to Fatigue loading (ACI 215R-74 revised 1992 reapproved 1997). American Concrete Institute. Farmington Hills, MI, 1997. 24 p.
3. Bannantine J., Comer J., Handrock J. *Fundamentals of Metal Fatigue Analysis*. Prentice Hall, NJ, 1990.
4. Mirsayapov I.T., Tamrazyan A.G. To development of scientific bases of the theory of endurance of reinforced concrete structures. *Industrial and civil construction*. 2017. No. 1. Pp. 50–56.
5. Mirsayapov I.T., Tamrazyan A.G. To calculation of reinforced concrete structures for endurance. *Industrial and civil engineering*. 2016. No. 11. Pp. 19–23.
6. Comite Euro- International Du Beton, (CEB). Fatigue of Concrete Structures: State of the Art Report. Bulletin no. 188. Lausanne, Switzerland, 1988.
7. Barnes R.A., Mays G.C. Fatigue Performance of Concrete Beams Strengthened with CFRP Plates. *ASCE Journal of Composites for Construction*. 1999. Vol. 3. No. 2. Pp. 63–72.
8. Lushnikova V.Y., Tamrazyan A.G. The effect of reinforcement corrosion on the adhesion between reinforcement and concrete. *Magazine of Civil Engineering*. 2018. No. 4 (80). Pp. 128–137.
9. Tamrazyan A.G., Matseevich T.A. Reliability Analysis of Reinforced Concrete Slab with Corroded Reinforcement. *Building and Reconstruction*. 2022. No. 1 (99). Pp. 89–98.

10. Tilly G.P. Fatigue of Steel Reinforcement Bars in Concrete : a Review. *Fatigue of Engineering Materials and Structures*. 1979. Vol. 2. No. 3. Pp. 251-268.
11. ACI Committee 222. Protection of Metals in Concrete Against Corrosion (ACI 222-01), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2001. 30 p.
12. Bentur A., Diamond S., Berke N.S. *Steel Corrosion in Concrete: Fundamentals and Civil Engineering Practice*. E & FN Spone, London, 1997.
13. Tamrazyan A.G., Popov D.S. Stress-strain state of corrosion-damaged reinforced concrete elements under dynamic loading. *Industrial and civil engineering*. 2019. No. 2. Pp. 19-26.
14. Tamrazyan A.G., Mineyev M.S. Towards Crack Occurrence in a Model of a Thick-Walled Concrete Cylinder under Corrosion with Consideration of a Porous Zone at the Interface of Reinforcement and Concrete. *Izvestia of higher educational institutions. Technology of textile industry*. 2021. No. 3 (393). Pp. 159-165.
15. Jhamb A.C., MacGregor J.G. Effect of surface Characteristics on Fatigue Strength of Reinforced Steel. *Abeles Symposium: Fatigue of Concrete*. ACI Sp-41, Detroit, MI, 1972. Pp. 139-182.
16. Arthur P.D., Earl J., Hodgkiess T. Corrosion Fatigue in Concrete for Marine Applications. *Fatigue of Concrete Structures*. Shah S.P., ED ACI SP-75, Detroit, MI, 1982. Pp. 1-24.
17. Roper H., Hetherington G.B. Fatigue of Reinforced Concrete Beams in Air, Chloride Solution, and Sea Water. *Fatigue of Concrete Structures*. Shah S.P., ED ACI SP-75, Detroit, MI, 1982. Pp. 307-330.
18. *Fib model code for concrete structures*. FIB Model Code, Lausanne, Switzerland : International Federation for Structural Concrete, 2010.
19. Heffernan P.J., Erki M.A. Fatigue behavior of Reinforced Concrete Beams, Strengthened with Carbon Fibre Reinforced Plastic Laminates. *ASCE Journal of Composites for Construction*. 2004. Vol. 8. No. 2. Pp. 132-140.
20. Masoud S., Soudki K., Topper T. Postrepair Fatigue Performance of FRP-Repaired Corroded Reinforced Concrete Beams: Experimental and Analytical Investigation. *ASCE Journal of Composites for Construction*. 2005. Vol. 9. No. 5. Pp. 441-449.
21. Tamrazyan A.G. Methodology of analysis and assessment of state reliability and forecasting of service life of reinforced concrete structures. *Reinforced Concrete Structures*. 2023. Vol. 1. No. 1. Pp. 5-18.
22. Neuber H. Theory of Stress Concentration for Shear Strained Prismatic Bodies with Arbitrary Non Linear Stress Strain Law. *Journal of Applied Mechanics*. 1961. Pp. 544-550.
23. Masing G. *Eigenspannungen und Verfestigung beim Messing*. In Proc. of 2nd International. Congress of Applied Mechanics, Zurich, 1926.
24. Smith K.N., Watson P., Topper T.H. A Stress – Strain Function for the Fatigue of Metals. *Journal of Materials (JMLSA)*. 1970. Vol. 5. No. 4. Pp. 767-778.



УДК 69.07

DOI: 10.22227/2949-1622.2024.1.35-42

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/ RESEARCH ARTICLE

## Совершенствование методики расчета плит на продавливание

Н.Н. Трекин<sup>1\*</sup>, В.В. Крылов<sup>1</sup>, К.Р. Андриян<sup>2</sup><sup>1</sup> Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация<sup>2</sup> АО «Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений – ЦНИИПромзданий» (АО «ЦНИИПромзданий»), Москва, Российская Федерация

\* otk@yandex.ru

**Ключевые слова:** динамическая нагрузка, безбалочная плита, схема разрушения, продавливание

### История статьи

Поступила в редакцию: 24.04.2024

Доработана: 30.04.2024

Принята к публикации: 3.05.2024

### Для цитирования

Трекин Н.Н., Крылов В.В., Андриян К.Р. Совершенствование методики расчета плит на продавливание // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 2. № 6. С. 35–42.

**Аннотация.** В статье сформулированы предложения по совершенствованию расчетной методики на продавливание. Методики в действующих нормативных документах по оценке прочности на продавливание основываются в основном на эмпирических зависимостях, полученных на основе многочисленных экспериментальных исследований. Следует отметить, что они дают надежные результаты при соблюдении определенных конструктивных требований ( типовые сечения колонн). По линии сопряжения плиты с прямоугольной (квадратной) колонной действуют опорные изгибающие моменты в двух ортогональных направлениях. Величина этих моментов для наиболее распространенных пролетов велика и в упругой постановке превышает пролетные в два раза. Учитывая перераспределение усилий и наиболее вероятное образование трещин в растянутой зоне, можно утверждать, что в эксплуатационной стадии опорные сечения плит имеют сжатую и растянутую зоны. При таком напряженно-деформированном состоянии в расчетной схеме при оценке прочности на продавливание следует исключить растянутую часть боковой поверхности «приведенной» пирамиды, ограниченной нейтральной осью по всем граням. В результате представлены выражения для определения параметров приведенной пирамиды продавливания и значения усилий в бетоне и арматуре в предельной по несущей способности стадии.

## Improvement of the Method of Calculating Plates for Punching

Nikolay N. Trekin<sup>1\*</sup>, Vladimir V. Krylov<sup>1</sup>, Konstantin R. Andrian<sup>2</sup><sup>1</sup> Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation<sup>2</sup> 2 Central Scientific Research and Project Experimental Institute of Industrial Buildings and Constructions, Moscow, Russian Federation

\* otk@yandex.ru

**Трекин Николай Николаевич**, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 4721-2525, E-mail: otk@yandex.ru

**Крылов Владимир Владимирович**, аспирант, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, E-mail: albet-group@yandex.ru

**Андриян Константин Рашидович**, аспирант, Акционерное общество «Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт (АО ЦНИИПромзданий)», 127238, г. Москва, Дмитровское шоссе, д. 46/2, E-mail: andryankr@mail.ru

© Трекин Н.Н., Крылов В.В., Андриян К.Р., 2024



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

**Keywords:** dynamic load, girderless plate, fracture pattern, punching

**Article history**

Received: 24.04.2024

Revised: 30.04.2024

Accepted: 3.05.2024

**For citation**

Trekin N.N., Krylov V.V., Andryan K.R. Improvement of the Method of Calculating Plates for Punching. *Reinforced concrete structures*. 2024; 2(6):35-42.

**Abstract.** The article formulates proposals for improving the calculation methodology for punching. The methods in the current regulatory documents for assessing the tensile strength are based mainly on empirical dependencies obtained on the basis of numerous experimental studies. It should be noted that they give reliable results if certain design requirements are met (typical column sections). Along the interface line of the plate with a rectangular (square) column, supporting bending moments act in two orthogonal directions. The magnitude of these moments for the most common spans is large and, in an elastic setting, exceeds the span by two times. Taking into account the redistribution of forces and the most likely formation of cracks in the stretched zone, it can be argued that in the operational stage, the support sections of the plates have compressed and stretched zones. With such a stress-strain state, in the calculation scheme, when evaluating the tensile strength, the stretched part of the side surface of the “reduced” pyramid, bounded by the neutral axis along all faces, should be excluded. As a result, expressions are presented to determine the parameters of the reduced punching pyramid and the value of forces in concrete and reinforcement at the maximum bearing capacity stage.

## ВВЕДЕНИЕ

Методики в действующих нормативных документах по оценке прочности на продавливание основываются в основном на эмпирических зависимостях, полученных на основе многочисленных экспериментальных исследований [1–12]. Следует отметить, что они дают надежные результаты при соблюдении определенных конструктивных требований (типовые сечения колонн).

В работах [13–20] представлены основные результаты комплекса экспериментальных исследований фрагментов сопряжения монолитных железобетонных плит с колоннами на продавливание при статическом и динамическом нагружениях. В результате получены величины разрушающих нагрузок, деформации бетона и арматуры, схемы разрушения для различных режимов нагружения.

Экспериментально-теоретическими исследованиями, выполненными в данной работе, установлено, что угол наклона пирамиды продавливания при центральном приложении нагрузки зависит от вида воздействия: при динамическом нагружении составил 50–52°, при статическом нагружении — 39–45°. Схема разрушения при высокоскоростном нагружении по характеру аналогична разрушению при статическом нагружении.

Снижение несущей способности перекрытия на продавливание при времени нагружения от нуля до разрушения 3,22 мс, по сравнению со статическим приложением нагрузки, в среднем составило 15 %.

При разрушении по схеме продавливания напряжения в нижней растянутой арматуре и сжатом бетоне плиты перекрытия в границах, очерченных гранью пирамиды, не достигают предельных. При выбранном проценте армирования напряжения растяжения в арматуре достигали: при динамическом нагружении —  $0,7R_s$ ; при статическом нагружении —  $0,9R_s$ , максимальные напряжения сжатия в бетоне при статическом и динамическом нагружениях составили  $0,65R_b$ .

**Nikolai N. Trekin**, Doctor of Technical Sciences, Associate Professor, Associate 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, E-mail: otk@yandex.ru

**Vladimir V. Krylov**, Graduate student, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation, E-mail: albet-group@yandex.ru

**Konstantin R. Andryan**, Graduate student, Joint Stock Company “Central Research and Design Experimental Institute (JSC Tsniipromzdaniy)”, Dmitrovskoe sh., 46/2, Moscow, 127238, Russian Federation, E-mail: andryankr@mail.ru

## МЕТОДЫ

Для описания напряженно-деформированного состояния сопряжения колонны с монолитным перекрытием были приняты следующие предпосылки:

- разрушение сопряжения происходит от продавливания по поверхности усеченной пирамиды;
- по граням пирамиды продавливания действуют перерезывающие силы и изгибающие моменты, воспринимаемые сжатым бетоном в усеченной части пирамиды и растянутой арматурой перекрытия в пределах контура основания пирамиды;
- прочность продавливания в предельной стадии обеспечивается сопротивлением срезу бетона сжатой части пирамиды;
- сопротивление срезу возрастает с учетом бокового обжатия.

Сумма проекций всех сил на вертикальную ось или несущая способность сопряжения при продавливании определяется как:

$$N = Q_{bx1} + Q_{bx2} + Q_{by1} + Q_{by2}, \quad (1)$$

где  $Q_{bi}$  — усилие по вертикальной оси, воспринимаемое бетоном по поверхности пирамиды продавливания для  $i$ -й грани пирамиды продавливания.

Усилие, воспринимаемое бетоном по поверхности пирамиды продавливания при симметричном узлом сопряжении, определяется по формуле:

$$Q_{bi} = k_1 \sigma_{sh} k_2 A_{redi} \sin \varphi, \quad (2)$$

где  $\sigma_{sh}$  — максимальные касательные напряжения по поверхности пирамиды продавливания, определяются по формуле (4);

$k_1$  — коэффициент полноты эпюры распределения касательных напряжений (при распределении напряжений по параболе  $k_1 \cong 0,66$ );

$k_2$  — коэффициент, учитывающий повышение прочности на срез при наличии бокового обжатия;

$A_{redi}$  — площадь боковой поверхности  $i$ -й грани приведенной пирамиды продавливания;

$\varphi$  — угол наклона грани пирамиды к плоскости перекрытия.

При центральном нагружении усилие продавливания будет иметь вид:

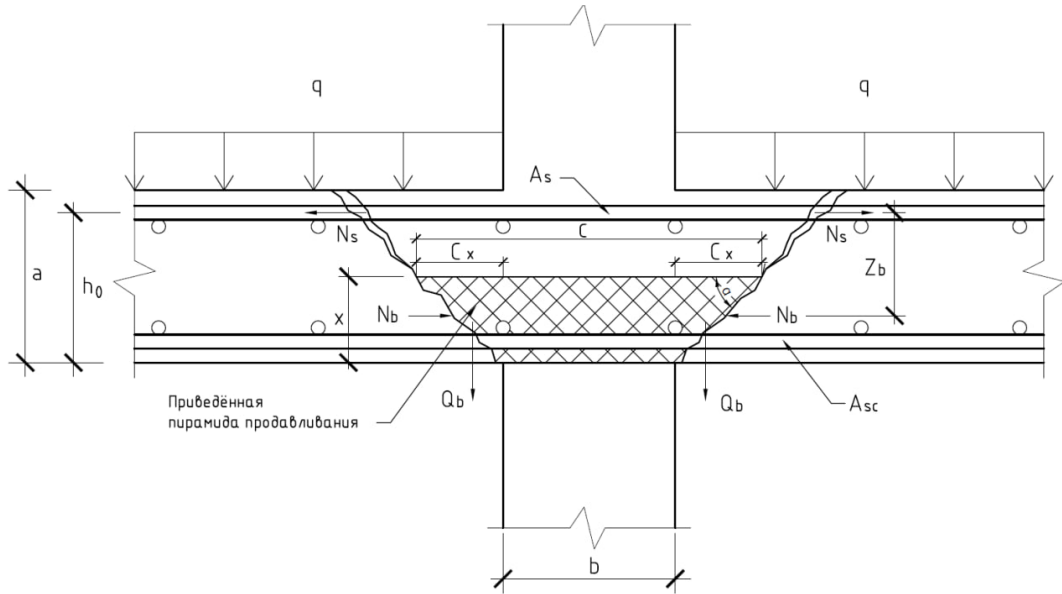
$$N = 4Q_{bi}. \quad (3)$$

Максимальные касательные напряжения будут равны сопротивлению срезу, которое можно определить из известного выражения:

$$R_{sh} = \sigma_{sh} = 0,75 \sqrt{R_b R_{bt}}, \quad (4)$$

где  $R_b$  и  $R_{bt}$  — призмная прочность бетона и прочность бетона при растяжении.

В соответствии с принятыми предпосылками определены геометрические параметры «приведенной» пирамиды продавливания, образованной по поверхности пирамиды продавливания в границах высоты сжатой зоны (рис.).



Расчетная схема к определению несущей способности узла сопряжения колонны с перекрытием при продавливании  
Calculation scheme for determining the bearing capacity of the coupling node of a column with an overlap during punching

Размер нижнего основания  $i$ -й грани приведенной пирамиды продавливания определяется по формуле:

$$c_i = b + 2x_i \cos \alpha / \sin \alpha, \quad (5)$$

где  $x_i$  — высота сжатой зоны  $i$ -й грани;

$\alpha$  — угол продавливания.

Высота  $i$ -й грани боковой поверхности приведенной пирамиды продавливания определяется по формуле:

$$h_{red,i} = x_i / \sin \alpha. \quad (6)$$

Площадь грани пирамиды продавливания:

$$A_{b,red,i} = \frac{b+c_i}{2} h_{red,i} = \frac{1}{2} \left( 2b + 2x_i \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} \right) \frac{x_i}{\sin \alpha} = \left( b + \frac{x_i \cos \alpha}{\sin \alpha} \right) \frac{x_i}{\sin \alpha}, \quad (7)$$

где  $b$  — ширина колонны.

Площадь боковой поверхности приведенной пирамиды продавливания:

$$A_{b,red} = \sum_{i=1}^n A_{b,red,i} = \left( b + \frac{x_1 \cos \alpha}{\sin \alpha} \right) \frac{x_1}{\sin \alpha} + \dots + \left( b + \frac{x_n \cos \alpha}{\sin \alpha} \right) \frac{x_n}{\sin \alpha}. \quad (8)$$

Усилие в бетоне сжатой зоны:

$$N_{b,i} = \sigma_b \cdot \frac{1}{2} \left( b + x_i \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} \right) x_i. \quad (9)$$

Усилие в сжатой арматуре  $i$ -й грани:

$$N_{sc,i} = \sigma_{sc,i} \cdot A'_s, \quad (10)$$

где  $A'_s$  — площадь сжатой арматуры;

$\sigma_{sc}$  — напряжение в сжатой арматуре, равное:

$$\sigma_{sc,i} = E_s \cdot \sigma_{b,i} / (E_b \cdot \nu) = \alpha \cdot \sigma_{b,i} / \nu, \quad (11)$$

где  $E_s$  — модуль упругости арматуры;

$\alpha$  есть отношение  $\frac{E_s}{E_b}$ .



Усилие в растянутой арматуре  $i$ -й грани в пределах нижней грани призмы обрушения:

$$N_{s,i} = \sigma_{s,i} \cdot A_s = \frac{h_0 - x_i}{x_i} \alpha' \cdot \sigma_{b,i} \cdot A_s. \tag{12}$$

Зная высоту сжатой зоны для каждой грани, изгибающий момент относительно центра тяжести растянутой арматуры при известном плече внутренней пары сил  $i$ -й грани:

$$z_{\sigma,i} = h_0 - x_i / 3;$$
$$M_{xi(Yi)} = \sigma_{b,i} \cdot \frac{1}{2} \left( b + x_i \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} \right) x_i \left( h_0 - \frac{x_i}{3} \right) + \alpha' \cdot \sigma_{b,i} \cdot A_s. \tag{13}$$

Выражение напряжения сжатия бетона будет иметь вид:

$$\sigma_{b,i} = \frac{M_{xi(Yi)}}{\frac{1}{2} \left( b + x_i \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} \right) x_i \left( h_0 - \frac{x_i}{3} \right) + \alpha' \cdot A_s (h_0 - a')}. \tag{14}$$

Проведенные экспериментальные исследования показали, что в предельной стадии:

- относительная высота сжатой зоны при статическом нагружении соответствует  $\xi = 0,46$ , а при динамическом нагружении — в среднем  $\xi = 0,36$ ;
- уровень напряжений в бетоне сжатой зоны составил  $0,62R_b$  при статическом и динамическом нагружениях;
- напряжения в растянутой арматуре при статическом нагружении достигали уровня  $0,9R_s$ , при динамическом нагружении уровень напряжения составил  $0,75 R_s$ ;
- коэффициенты увеличения прочности бетона на срез  $k_2$  получились близкими к экспериментальным значениям.

РЕЗУЛЬТАТЫ

Предлагаемая методика оценки несущей способности узла сопряжения монолитного перекрытия с колонной при разрушении по схеме продавливания была использована для расчета образцов других авторов [1, 21, 22]. Результаты сопоставления теории с опытными данными представлены в таблице.

Результаты расчета экспериментальных образцов известных авторов по предлагаемой методике

| Автор         | $R_b$ , МПа | $A_b$ , см <sup>2</sup> | $A_s$ , см <sup>2</sup> | $N_{exp}$ , кН | $K_{2exp}$ | $K_{2theor}$ | $N_{theor}$ , кН | $\frac{N_{theor}}{N_{exp}}$ , % |
|---------------|-------------|-------------------------|-------------------------|----------------|------------|--------------|------------------|---------------------------------|
| Пекин Д.А.    | 22          | 2460                    | 11,3                    | 1180           | 1,84       | 1,95         | 1253,1           | 6,2                             |
| Клованич С.Ф. | 21,6        | 1167,3                  | 9,04                    | 776            | 2,19       | 2,34         | 830,75           | 7,1                             |
| Болгов А.Н.   | 33          | 380,3                   | 3,14                    | 254            | 1,71       | 1,86         | 276              | 8,7                             |

The results of the calculation of experimental samples by well-known authors according to the proposed method

| Author         | $R_b$ , МПа | $A_b$ , см <sup>2</sup> | $A_s$ , см <sup>2</sup> | $N_{exp}$ , кН | $K_{2exp}$ | $K_{2theor}$ | $N_{theor}$ , кН | $\frac{N_{theor}}{N_{exp}}$ , % |
|----------------|-------------|-------------------------|-------------------------|----------------|------------|--------------|------------------|---------------------------------|
| Pekin D.A.     | 22          | 2,460                   | 11,3                    | 1,180          | 1.84       | 1.95         | 1,253.1          | 6.2                             |
| Klovanich S.F. | 21.6        | 1,167.3                 | 9.04                    | 776            | 2.19       | 2.34         | 830.75           | 7.1                             |
| Bolgov A.N.    | 33          | 380.3                   | 3.14                    | 254            | 1.71       | 1.86         | 276              | 8.7                             |

Как видно из таблицы, разработанные рекомендации по совершенствованию методики расчета на продавливание, учитывающие продольную арматуру плит перекрытия и основан-

ные на условии равновесия внутренних и внешних усилий, дают удовлетворительную сходимость экспериментальных и теоретических данных.

## ВЫВОДЫ

1. Проведенный анализ отечественных и зарубежных работ по исследованию несущей способности монолитных железобетонных плит перекрытий на продавливание при статическом нагружении показал недостатки в исследованности объемного напряженно-деформированного состояния сечений при продавливании и отсутствие единого подхода к определению прочности, учитывающего конструктивные особенности монолитных железобетонных плит перекрытий и весь комплекс внутренних усилий, оказывающих сопротивление центральной нагрузке. Недостаточно изученным остается вопрос сопротивления продавливанию монолитных железобетонных плит перекрытий при динамическом нагружении.

2. Проведен комплекс экспериментальных исследований фрагментов сопряжения монолитных железобетонных плит с колоннами на продавливание при статическом и динамическом нагружениях. В результате получены величины разрушающих нагрузок, деформации бетона и арматуры, схемы разрушения для различных режимов нагружения.

3. Экспериментально-теоретическими исследованиями, выполненными в данной работе, установлено, что угол наклона пирамиды продавливания при центральном приложении нагрузки зависит от вида воздействия: при динамическом нагружении составил  $50\text{--}52^\circ$ , при статическом нагружении —  $39\text{--}45^\circ$ . Схема разрушения при высокоскоростном нагружении по характеру аналогична разрушению при статическом нагружении.

4. Снижение несущей способности перекрытия на продавливание при времени нагружения от нуля до разрушения 3,22 мс, по сравнению со статическим приложением нагрузки, в среднем составило 15 %;

5. При разрушении по схеме продавливания напряжения в нижней растянутой арматуре и сжатом бетоне плиты перекрытия в границах, очерченных гранью пирамиды, не достигают предельных. При выбранном проценте армирования напряжения растяжения в арматуре достигали: при динамическом нагружении —  $0,7R_s$ ; при статическом нагружении —  $0,9R_s$ , максимальные напряжения сжатия в бетоне при статическом и динамическом нагружениях составили  $0,65R_b$ .

6. Разработаны рекомендации по совершенствованию методики расчета плит при центральном продавливании статической и динамической нагрузкой, основанные на фактической схеме разрушения при наличии двойного продольного армирования в плитах перекрытия, условиях равновесия внутренних и внешних усилий с учетом увеличения прочностных свойств бетона при сложном напряженном состоянии. Результаты расчета, с учетом предложенных рекомендаций, показали хорошую сходимость с результатами экспериментальных данных испытанных образцов и экспериментальных данных других авторов.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Клованич С.Ф., Шеховцов В.И. Продавливание железобетонных плит. Натурный и численный эксперименты. Одесса : ОНМУ, 2011.
2. Yu J., Luo L.-Z., Fang Q. Structure behavior of reinforced concrete beam-slab assemblies subjected to perimeter middle column removal scenario // Engineering Structures. 2020. Vol. 208. No. 110336. Pp. 1–19. ISSN 0141-0296. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110336
3. Caldentey A.P., Diego Y.G., Fernández F.A., Santos A.P. Testing robustness: A full-scale experimental test on a two-storey reinforced concrete frame with solid slabs // Engineering Structures. 2021. Vol. 240. No. 112411. Pp. 1–17. ISSN 0141-0296. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.112411
4. Men J., Xiong L., Wang J., Fan G. Effect of different RC slab widths on the behavior of reinforced concrete column and steel beam-slab subassemblies // Engineering Structures. 2021. Vol. 229. No. 111639. P. 1. ISSN 0141-0296. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111639.

5. Eladawy M., Hassan M., Benmokrane B., Ferrier E. Lateral cyclic behavior of interior two-way concrete slab–column connections reinforced with GFRP bars // *Engineering Structures*. 2020. Vol. 209. No. 109978. Pp. 1–15. ISSN 0141-0296. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.109978
6. Deifalla A. A mechanical model for concrete slabs subjected to combined punching shear and in-plane tensile forces // *Engineering Structures*. 2021. Vol. 231. No. 111787. Pp. 1–14. ISSN 0141-0296. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111787
7. Yu J.L., Wang Y.C. Modelling and design method for static resistance of a new connection between steel tubular column and flat concrete slab // *Journal of Constructional Steel Research*. 2020. Vol. 173. No. 106254. Pp. 1–16. ISSN 0143-974X. DOI: 10.1016/j.jcsr.2020.106254
8. Kumar V., Kartik K.V., Iqbal M.A. Experimental and numerical investigation of reinforced concrete slabs under blast loading // *Engineering Structures*. 2020. Vol. 206. No. 110125. Pp. 1–13. ISSN 0141-0296. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.110125.
9. Mao L., Barnett S.J., Tyas A., Warren J., Schleyer G.K., Zaini S.S. Response of small scale ultra high performance fibre reinforced concrete slabs to blast loading // *Construction and Building Materials*. 2015. Vol. 93. Pp. 822–830. ISSN 0950-0618. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2015.05.085
10. Fernández R.M., Mirzaei Y., Muttoni A. Post-Punching Behavior of Flat Slabs // *ACI Structural Journal*. USA, 2013. Vol. 110. Pp. 801–812. URL: <https://www.researchgate.net/publication/283905342>
11. Melo G.S. Behaviour of Reinforced Concrete Flat Slabs after Local Failure. PhD thesis, Polytechnic of Central London, London, UK, 1990. 214 p. URL: <https://www.researchgate.net/publication/352157118>
12. More R.S., Sawant V.S. Analysis of Flat Slab. July 2015. Vol. 4. Issue 7. ISSN: 2319-7064. URL: [https://www.ijsr.net/get\\_abstract.php](https://www.ijsr.net/get_abstract.php)
13. Трекин Н.Н., Крылов В.В. К вопросу о несущей способности плит на продавливание при динамическом нагружении на объектах наземной космической инфраструктуры // *Научный аспект*. 2018. Т. 7. № 4. С. 771–776.
14. Крылов В.В. Проверка несущей способности монолитной плиты на продавливание при действии динамической нагрузки // *Научный аспект*. 2019. Т. 3. № 3. С. 320–325.
15. Крылов В.В., Саркисов Д.Ю., Эргешов Э.Т., Евстафьева Е.Б. Программа экспериментальных исследований несущей способности безбалочных плит на продавливание при динамическом нагружении. Конструкция опытных образцов // *Строительные материалы и изделия*. 2020. Т. 3. № 3. С. 47–53. DOI: 10.34031/2618-7183-2020-3-3-47-53
16. Трекин Н.Н., Крылов В.В., Трофимов С.В., Евстафьева Е.Б., Саркисов Д.Ю. Экспериментально-теоретическое исследование прочности плит на продавливание // *Вестник МГСУ*. 2021. Т. 16. С. 1006–1014.
17. Трекин Н.Н., Крылов В.В., Евстафьева Е.Б., Андрян К.Р. Экспериментальное исследование прочности плит на продавливание при динамическом нагружении // *Строительные материалы и изделия*. 2021. Т. 4. № 4. С. 41–48.
18. Трекин Н.Н., Саркисов Д.Ю., Крылов В.В., Евстафьева Е.Б., Андрян К.Р. Несущая способность монолитных железобетонных плит на продавливание при статическом и динамическом нагружении // *Строительство и реконструкция*. 2022. № 5 (103). С. 67–79.
19. Крылов В.В. Прочность на продавливание при статическом и динамическом нагружениях // *Инженерный вестник Дона*. 2024. № 1.
20. Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н., Шмаков С.Д., Чаганов А.Б., Черепанов А.В. Разработка датчика напряжений твердых тел // *Железобетонные конструкции*. 2024. № 5 (1). С. 45–56. DOI: 10.22227/2949-1622.2024.1.45-56
21. Пекин Д. А. Влияние изгиба на механизм продавливания опорной зоны железобетонной плиты // *Промышленное и гражданское строительство*. 2019. № 10. С. 20–28.
22. Болгов А.Н. Надежность формул СП 52-101–2003 при расчете на продавливание // *Промышленное и гражданское строительство*. 2013. № 2. С. 41–43.

## REFERENCES

1. Klovianich S.F., Shekhovtsov V.I. *Punching of reinforced concrete slabs. Natural and numerical experiments*. Odessa : ONMU, 2011.
2. Yu J., Luo L.-Z., Fang Q. Structure behavior of reinforced concrete beam-slab assemblies subject to perimeter middle column removal scenario. *Engineering Structures*. 2020. Vol. 208. No. 110336. Pp. 1-19. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110336
3. Caldentey A.P., Diego Y.G., Fernández F.A., Santos A.P. Testing robustness: A full-scale experimental test on a two-storey reinforced concrete frame with solid slabs. *Engineering Structures*. 2021. Vol. 240. No. 112411. Pp. 1-17. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.112411
4. Men J., Xiong L., Wang J., Fan G. Effect of different RC slab widths on the behavior of reinforced concrete column and steel beam-slab subassemblies. *Engineering Structures*. 2021. Vol. 229. No. 111639. P. 1. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111639.

5. Eladawy M., Hassan M., Benmokrane B., Ferrier E. Lateral cyclic behavior of interior two-way concrete slab–column connections reinforced with GFRP bars. *Engineering Structures*. 2020. Vol. 209. No. 109978. Pp. 1-15. ISSN 0141-0296. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.109978
6. Deifalla A. A mechanical model for concrete slabs subject to combined punching shear and in-plane tensile forces. *Engineering Structures*. 2021. Vol. 231. No. 111787. Pp. 1-14. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111787
7. Yu J.L., Wang Y.C. Modeling and design method for static resistance of a new connection between steel tubular column and flat concrete slab. *Journal of Constructional Steel Research*. 2020. Vol. 173. No. 106254. Pp. 1-16. DOI: 10.1016/j.jcsr.2020.106254
8. Kumar V., Kartik K.V., Iqbal M.A. Experimental and numerical investigation of reinforced concrete slabs under blast loading. *Engineering Structures*. 2020. Vol. 206. No. 110125. Pp. 1-13. ISSN 0141-0296. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.110125
9. Mao L., Barnett S.J., Tyas A., Warren J., Schleyer G.K., Zaini S.S. Response of small scale ultra high performance fiber reinforced concrete slabs to blast loading. *Construction and Building Materials*. 2015. Vol. 93. Pp. 822-830. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2015.05.085
10. Fernández R.M., Mirzaei Y., Muttoni A. Post-Punching Behavior of Flat Slabs. *ACI Structural Journal*. 2013. Vol. 110. Pp. 801-812. URL: <https://www.researchgate.net/publication/283905342>
11. Melo G.S. *Behavior of Reinforced Concrete Flat Slabs after Local Failure*. PhD thesis, Polytechnic of Central London, London, UK, 1990. 214 p. URL: <https://www.researchgate.net/publication/352157118>
12. More R.S., Sawant V.S. *Analysis of Flat Slab*. July 2015. Vol. 4. Issue 7. URL: [https://www.ijsr.net/get\\_abstract.php](https://www.ijsr.net/get_abstract.php)
13. Trekin N.N., Krylov V.V. On the issue of the load-bearing capacity of slabs for punching under dynamic loading on ground-based space infrastructure objects. *Scientific aspect*. 2018. Vol. 7. No. 4. Pp. 771-776.
14. Krylov V.V. Testing the load-bearing capacity of a monolithic slab for punching under the action of a dynamic load. *Scientific aspect*. 2019. Vol. 3. No. 3. Pp. 320-325.
15. Krylov V.V., Sarkisov D.Yu., Ergeshov E.T., Evstafieva E.B. A program of experimental studies of the load-bearing capacity of beamless slabs for punching under dynamic loading. design of prototypes. *Construction materials and products*. 2020. Vol. 3. No. 3. Pp. 47-53. DOI: 10.34031/2618-7183-2020-3-3-47-53
16. Trekin N.N., Krylov V.V., Trofimov S.V., Evstafieva E.B., Sarkisov D.Yu. Experimental and theoretical study of the punching strength of slabs. *Vestnik MGSU*. 2021. Vol. 16. Pp. 1006-1014.
17. Trekin N.N., Krylov V.V., Evstafieva E.B., Andryan K.R. Experimental study of the punching strength of slabs under dynamic loading. *Construction materials and products*. 2021. Vol. 4. No. 4. Pp. 41-48.
18. Trekin N.N., Sarkisov D.Yu., Krylov V.V., Evstafieva E.B., Andryan K.R. Bearing capacity of monolithic reinforced concrete slabs for punching under static and dynamic loading. *Building and reconstruction*. 2022. No. 5 (103). Pp. 67-79.
19. Krylov V.V. Punching strength under static and dynamic loading. *Engineering Bulletin of the Don*. 2024. No. 1.
20. Trekin N.N., Kodysh E.N., Shmakov S.D., Chaganov A.B., Cherepanov A.V. Development of a Stress Sensor for Solids. *Reinforced concrete structures*. 2024. No. 5(1). Pp. 45-56. DOI:10.22227/2949-1622.2024.1.45-56 (in Russian).
21. Pekin D.A. The influence of bending on the mechanism of pushing through the support zone of a reinforced concrete slab. *Industrial and Civil Construction*. 2019. No. 10. Pp. 20-28.
22. Bolgov A.N. Reliability of formulas SP 52-101–2003 when calculating punching force. *Industrial and civil construction*. 2013. No. 2. Pp. 41-43.



УДК 624.012

DOI: 10.22227/2949-1622.2024.2.43-53

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/ RESEARCH ARTICLE

## Resistance of Reinforced Concrete Frames to Progressive Collapse at Catenary Action of Beams

**Vitaly I. Kolchunov<sup>1</sup>, Sergei Yu. Savin<sup>1\*</sup>**<sup>1</sup> *Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation*\* *suwin@yandex.ru***Keywords:** reinforced concrete, frame, beam, arch action, catenary action, accidental design action, finite element method**Article history**

Received: 30.05.2024

Revised: 05.06.2024

Accepted: 07.06.2024

**For citation**Kolchunov V.I., Savin S.Yu. Resistance of Reinforced Concrete Frames to Progressive Collapse at Catenary Action of Beams. *Reinforced Concrete Structures*. 2024; 2(6):43-53.**Abstract.** The specific properties of deformation and failure of a reinforced concrete frame are investigated under sequential realization of arch and catenary action of beams after removal of the middle row column. Numerical modeling with the use of solid- and beam-type finite element models is performed for the purposes of the study. It was found that at the failure of the column of the second row the beam of the frame above the point of column removal transform to catenary structure, as evidenced by the relative deflection 1/29.8 (179 mm). The compressed concrete at the outer face of the corner column then collapsed, followed by the complete collapse of the frame. It is shown that the results of calculation performed with the use of the frame model based on solid finite elements were visually close to the results of numerical modeling with the use of bar finite element models before the onset of catenary action of the beams. For more correct modeling of reinforced concrete frame structures when catenary action of beams is realized in them. It is advisable to use specific modeling methods, such as accounting for additional rotations of sections at crack formation.

## Сопротивление железобетонных рам прогрессирующему обрушению при больших прогибах ригелей

**В.И. Колчунов<sup>1</sup>, С.Ю. Савин<sup>1\*</sup>**<sup>1</sup> *Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация*\* *suwin@yandex.ru***Ключевые слова:** железобетон, рама, ригель, арочный механизм, цепной механизм, аварийное воздействие, метод конечных элементов**Аннотация.** Исследуются особенности деформирования и разрушения железобетонной рамы при последовательной реализации арочного и цепного механизма сопротивления ригелей после удаления колонны среднего ряда. Для целей исследования выполнено численное моделирование с использованием объемных и стержневых конечно-элементных моделей.**Vitaly I. Kolchunov**, Full Member of RAACS, Professor, 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: 4512-6499, ScopusID: 55534147800, ResearcherID: J-9152-2013, ORCID: 0000-0001-5290-3429; E-mail: asiorel@mail.ru**Sergei Yu. Savin**, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate 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: 1301-4838, Scopus: 57052453700, ResearcherID: M-8375-2016, ORCID: 0000-0002-6697-3388; E-mail: suwin@yandex.ru

© Kolchunov V.I., Savin S.Yu., 2024

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

**История статьи**

Поступила в редакцию: 30.05.2024

Доработана: 05.06.2024

Принята к публикации: 07.06.2024

**Для цитирования**

Колчунов В.И., Савин С.Ю. Сопротивление железобетонных рам прогрессирующему обрушению при больших прогибах ригелей // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 6. № 2. С. 43–53.

Установлено, что при отказе колонны второго ряда ригель рамы над удаленной из расчетной модели колонны переходил к вантовому механизму сопротивления, о чем свидетельствовал относительный прогиб  $1/29,8$  (179 мм) конструкции над удаленной колонной. Затем сжатый бетон у внешней грани угловой колонны разрушился, после чего происходит полное обрушение рамы. Показано, что результаты расчета, выполненные с использованием модели рамы из объемных конечных элементов, оказались визуально близки к результатам численного моделирования с использованием стержневых конечно-элементных моделей до наступления цепной работы ригелей. Для более корректного моделирования работы железобетонных рамных конструкций при реализации в них цепной работы ригелей целесообразно использовать специальные методы моделирования, такие как учет дополнительных поворотов сечений при образовании трещин.

**INTRODUCTION**

Since September 11, 2001, structural engineering has a new research direction aimed at preventing the disproportionate collapse of structures. In accident situations associated with the failure of a load-bearing element of the structural system, the slabs (roof) above the zone of initial local failure are the first to be involved in the redistribution of loads [1–3]. Therefore, it is important to analyze the peculiarities of resistance, specified criteria for exceeding the special limit state of such structures, as well as the influence of the deformed state of floor structures on the resistance of vertical load-bearing structures such as columns and pylons.

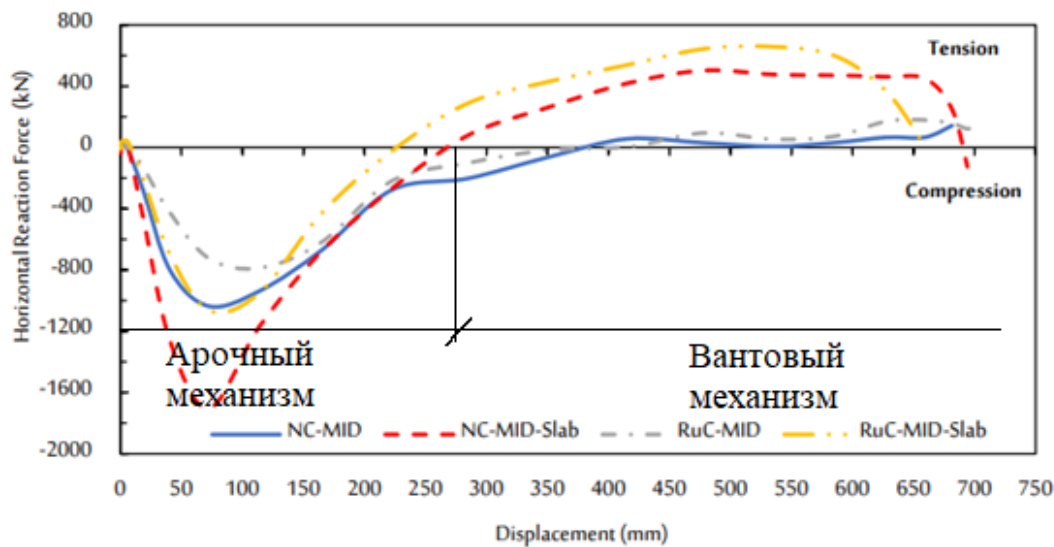
According to SP 385.1325800.2018 “Protection of buildings and structures against progressive collapse. Design code. Basic statements”, the deflections of bending elements of the structural system for a special limit state should not exceed  $1/30$  the span, excepting prestressed structures for which the ultimate deflection should not exceed  $1/50$  of the span.

In the study [4], the maximum relative deflection for series 1 frame (without prestressing the beams) after sudden removal of the center column was  $1/16.4$  span, while for series 2 frame (with prestressing the beams) it was  $1/54.7$  span. For the first series frame, the failure of the columns at the nodes adjacent to the beams was observed. For the frame with prestressed beams, the relative deflection did not exceed  $1/50$  of the span. Despite the significant crack opening in the most stressed section of this beam, the load-bearing capacity (from the position of the special limit state) was not exhausted under the considered special impact.

Al Shaikh et al. [5] investigated the fracture resistance mechanisms. Negative values of the axial force indicate the operation according to the beam scheme before the formation of cracks, and after the formation of a network of cracks it indicates the operation according to the arch scheme. The change in the sign of the axial force with increasing load shows the realization of a catenary (membrane) resistance mechanism of the hanging system type. Thus, in the beam resistance to failure can be distinguished into three phases: elastic work, arch mechanism and chain mechanism. The first phase (i.e., the elastic phase) occurred during the uncracked concrete stage. Then, after cracks were formed in the tensile zone concrete the arch mechanism was activated. The beginning of the catenary stage can be demonstrated by determining the point at which the value of the axial force is zero, i.e., when the compressive axial force drops to zero and begins to transform into tensile force as shown in Fig. 1.

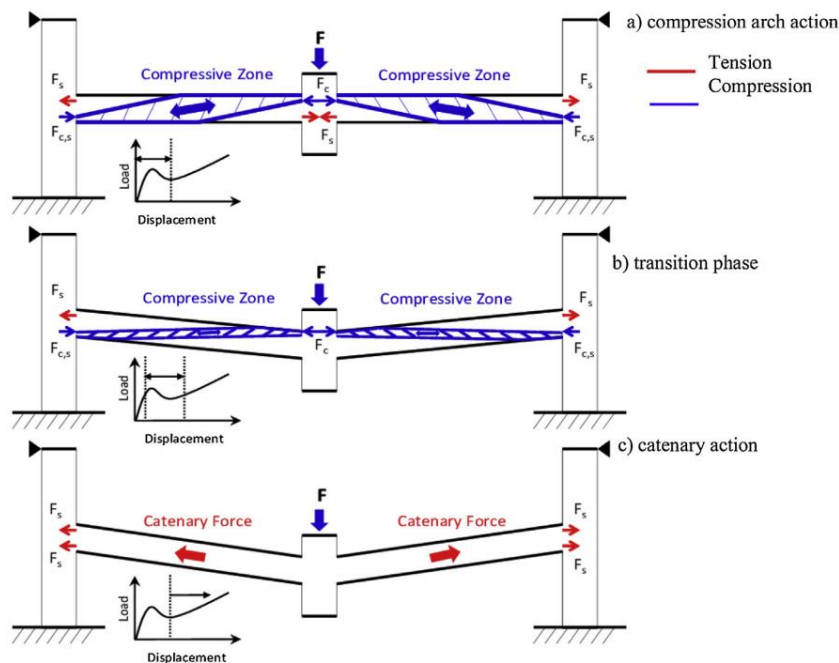
**Виталий Иванович Колчунов**, академик РААСН, профессор, доктор технических наук, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 4512-6499, ScopusID: 55534147800, ResearcherID: J-9152-2013, ORCID: 0000-0001-5290-3429, E-mail: asiorel@mail.ru

**Сергей Юрьевич Савин**, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 1301-4838, Scopus: 57052453700, ResearcherID: M-8375-2016, ORCID: 0000-0002-6697-3388, E-mail: suwin@yandex.ru



**Fig. 1.** Relationship between axial force and deflection of the beam [5]  
**Рис. 1.** График зависимости между продольной силой и прогибом перекрытия [5]

For the case of mid-column failure, the catenary mechanism starts when the relative deflection reaches 1/24 (375 mm) in the model without a floor slab and 1/33 (270 mm) in the model with a floor slab [5]. It is observed in [6] that due to the limitation of horizontal displacement by the surrounding undamaged elements, the slabs continue to resist the propagation of failure due to the realization of the arch scheme of structural resistance until certain vertical displacements are achieved, as shown in Fig. 2.



**Fig. 2.** Arch and catenary resistance mechanism [6]  
**Рис. 2.** Арочный и вантовый механизм сопротивления [6]

The influence of horizontal constraints is reduced when the beam or slab has a larger deflection value compared to the cross-sectional depth. Since compressed arch structure is the primary resistance mechanism, many experimental and analytical studies have been conducted to effectively evaluate its role. Based on experimental tests [7], the compressed arch structure is the primary resistance mechanism at low deformations and quantitatively increases the specimen resistance by about 30–150 %. The increase in resistance of compressed arch structure is observed in elements with large cross-sectional depth-to-span ratio and low percentage of reinforcement.

At large deflection, the compressive axial force in the beam or slab turns into a tensile force, which indicates the beginning of the next stage, the catenary mechanism [6]. The catenary mechanism is mainly determined by the magnitude of tensile forces in the longitudinal reinforcement under the action of vertical load. As shown in Fig. 2, the tensile force in a beam or slab has a vertical component due to the large deflection of the beam or slab. This vertical component helps to resist the increasing loads on the structure after column removal. The catenary mechanism is activated at large displacements because the magnitude of the vertical force is directly related to the angle of rotation of the beam. Based on the allowable relative deflections found in the experiments and established in the standards, the ratio between the vertical force component and the horizontal force component in beams and slabs operating on the catenary scheme is proportional to the relative deflection.

The slabs provide additional resistance for arch or catenary actions. Gouverneur et al. [8] investigated the load and deformation response of the one-way slabs in which catenary action is observed. The effect of reinforced concrete slabs can be studied from two perspectives. On the one hand, the slabs act as compressed/stretched membranes. On the other hand, the presence of slabs changes the bearing capacity of beams because their flexural and torsional stiffness would be enhanced. This is known as the flange effect, where the effective width of the flange is determined by the span of the beam and the relative thickness of the slab. Relevant studies generally assume that slabs have a positive effect on the ultimate load carrying capacity of structures. However, the degree of influence obtained in different tests varies widely due to the simultaneous influence of parameters such as beam section depth, beam span, location of the column to be removed, slab thickness, and the seismic design. In addition, slabs have also been found to affect the performance of reinforced concrete frame structures such as load resistance mechanisms [9–11], failure modes [12, 13] and load redistribution [14].

Pham et al. [15] studied the model of a two-span reinforced concrete frame for the sudden removal of the middle row column with beams passing to resistance by the type of a catenary system. According to the test results, the rupture of the upper reinforcement in the support sections of the outermost columns and the lower reinforcement in the support sections of the middle column were observed. The failure of the concrete of the compressed zone in the outermost column at the height of the beam-column joint was also observed. This failure was caused by the change in the effective design length of the column and additional lateral action on the column from the beam after its transition to the catenary action.

Thus, this study is aimed at investigating the features of deformation and failure of a reinforced concrete frame in the case of sequential realization of arch and catenary mechanism of beam resistance after removal of the middle row column.

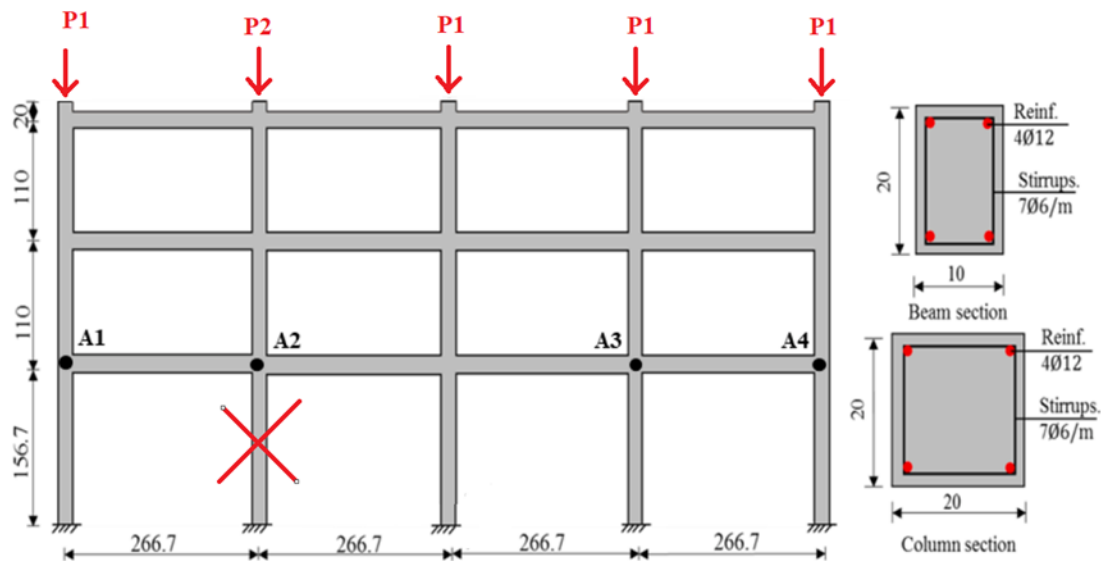
## METHOD

To identify the features of deformation and fracture, numerical modeling of a reinforced concrete frame was performed. The design parameters of this frame were adopted according to the study of Weijian Yi et al. [16]. The general view of the frame is shown in Fig. 3. Weijian Yi et al. evaluated the robustness of the frame against progressive collapse at the scenario of a middle column removal. In order to evaluate the possibility of realizing the mechanism of exhaustion of bearing ca-



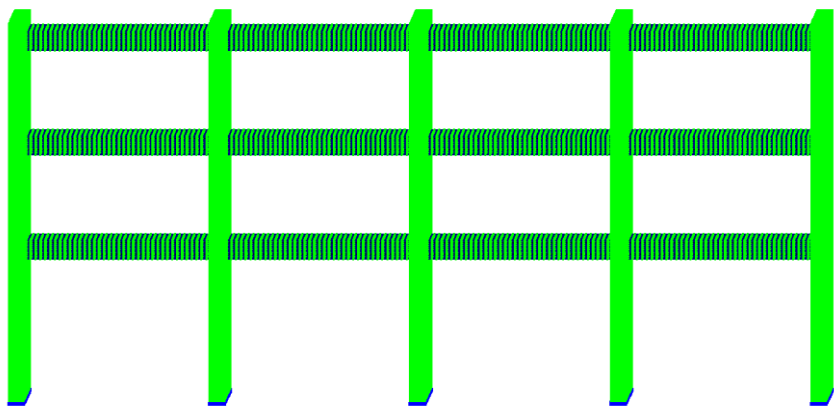
capacity due to stability failure, the removal of the second-row column was considered in this study, as shown in Fig. 3.

Columns and beams are made of concrete class B35. Column and beam reinforcement is made of 4 Ø12 bars of class HRB400 according to Chinese standard (equivalent to A400). The columns have a cross-section of 200 × 200 mm and the beams have a cross-section of 100 × 200 mm. The load  $P_1$  has a value of 500 kN and  $P_2 = 100$  kN.



**Fig. 3.** Dimensions and reinforcement scheme of reinforced concrete frame sections (cm)  
**Рис. 3.** Размеры и схема армирования сечений железобетонной рамы (см)

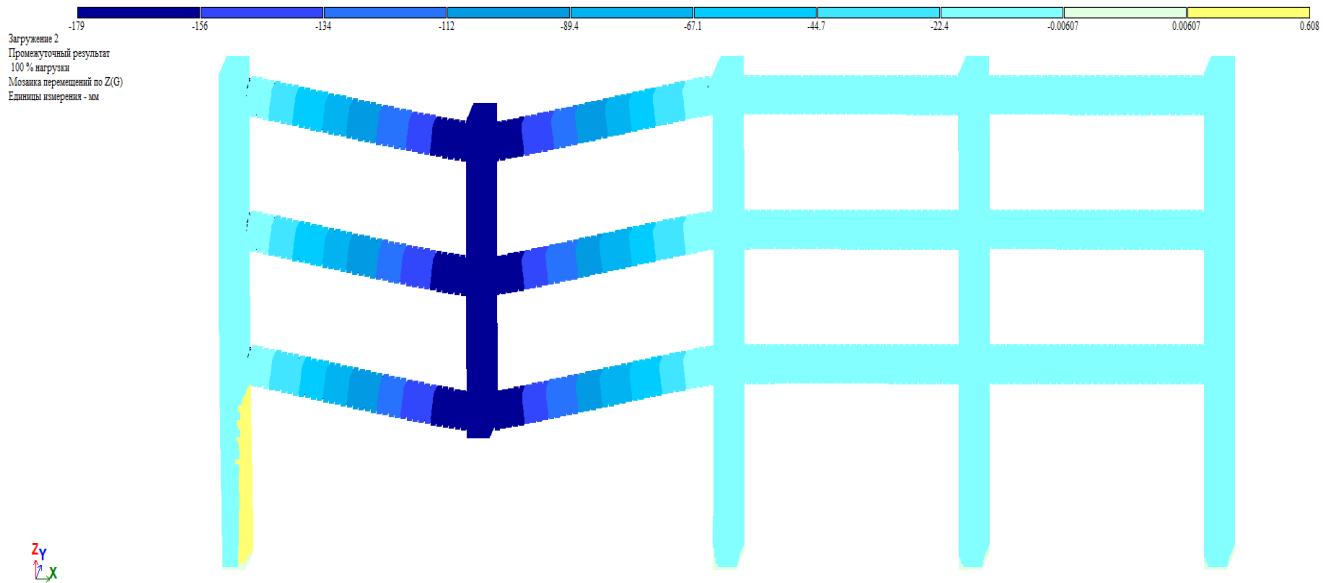
Based on diagram in Fig. 3, a finite element model was developed. In this model, the concrete is modeled by 8-node solid finite elements and the longitudinal and transverse reinforcement is modeled by beam-type elements. Perfect bonding of reinforcement with concrete at all stages of deformation was assumed. Material properties were modeled using idealized deformation diagrams. The calculation was performed in two stages. Stage one involves calculation of the frame according to the primary design scheme (before the accidental action) for concentrated loads  $P_1 = 500$  kN applied to the heads of the columns of the upper floor of the frame. Stage 2 involves removal of the column of the second row (see Fig. 3). The general view of the finite element model is presented in Fig. 4.



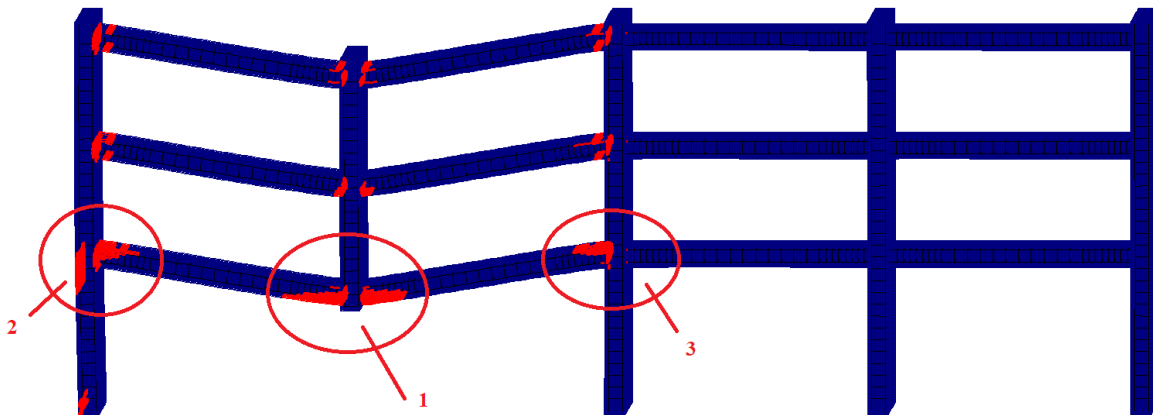
**Fig. 4.** General view of the finite element model of reinforced concrete frame in LIRA-CAD software  
**Рис. 4.** Общий вид конечно-элементной модели железобетонного рама в ПК ЛИРА-САПР

## RESULTS AND ANALYSIS

Fig. 5 shows the deformed state of the reinforced concrete frame model at the calculation iteration preceding the collapse of the structure. The deflection of the beam over the column removal point was 179 mm, which is close to the depth of its cross-section, which is equal to 200 mm. This indicates that the beam is in a transient state during the change from arch action to catenary action. Fig. 6 shows the patterns of the collapsed finite elements of the model.



**Fig. 5.** Deformed state of the reinforced concrete frame at the calculation iteration preceding the structural collapse  
**Рис. 5.** Деформированное состояние железобетонной рамы на итерации расчета, предшествующей обрушению конструкции



**Fig. 6.** Fracture patterns of reinforced concrete frame model  
**Рис. 6.** Общий вид разрушений в модели железобетонной рамы

At the failure of the second-row column (assumed as initial local failure), the beam of the frame above the point of column removed transitioned to a catenary resistance mechanism, as indicated by the relative deflection of  $1/29.8$  (179 mm) of the structure. According to Weijian Yi et al. [16], when the relative deflection reaches a value of  $1/38.1$ , the cable-stayed mechanism begins. According to the study of [17], this mechanism is activated when the relative deflection reaches  $1/33.4$ . Or accord-

ing to the experiment in [5] this value should be  $1/25$ . Thus, in this study, the transition to catenary action is conservatively estimated on the basis of the results of previous studies as  $1/30$ .

A plastic hinge was formed at a joint 1 (see Fig. 6). The tensile stress in the bottom reinforcement of the beam continued to increase as the concrete in the tensile layer fractured. When the tensile stress reaches its maximum value and the bottom reinforcement is completely destroyed, it leads to the failure of the beam in the support sections above the removed column.

In joint 2 (see Fig. 6), when a plastic hinge is formed, the beam transmits to the columns an axial force, which can be absorbed in the outermost column only due to its own flexural stiffness. As a result, the concrete of the compressed zone was crushed at the beam-column joint. The upper reinforcing bars of the beam also fractured as a result of reaching their yield strength.

At joint 3 of the frames (see Fig. 6), failure of the top reinforcement was also observed. However, the column cross-section was not destroyed because the horizontal displacement of the column was limited by the beam in the third span.

The results obtained are in agreement with the collapse observed in the studies of Pham et al. [15], presented in Fig. 7.

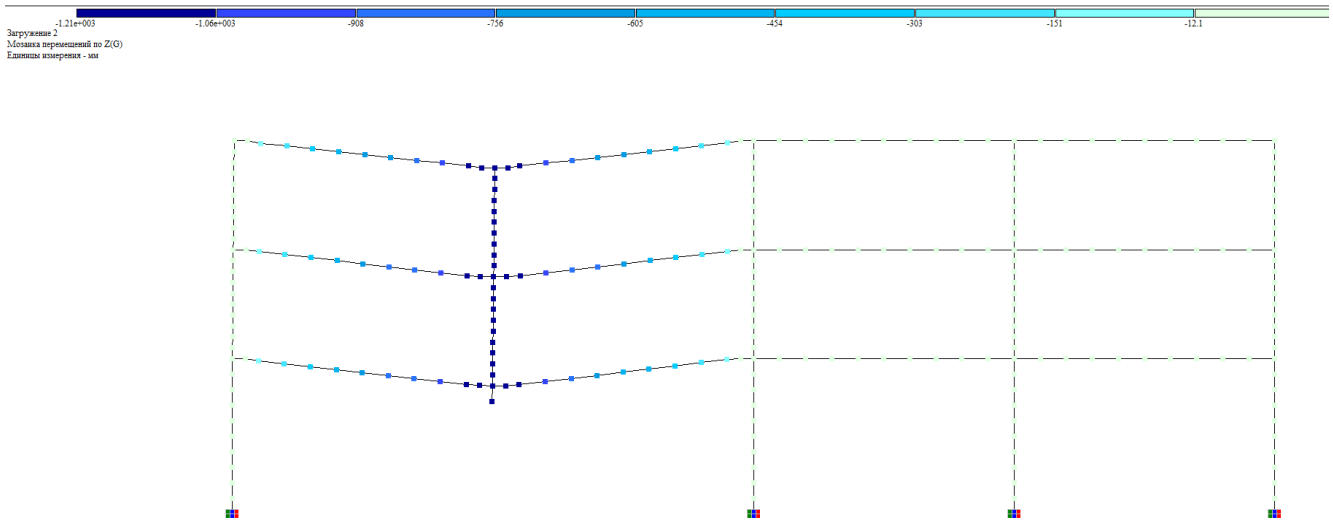


**Fig. 7.** General view of the failure of reinforced concrete frame elements in the study by Pham et al. [15]

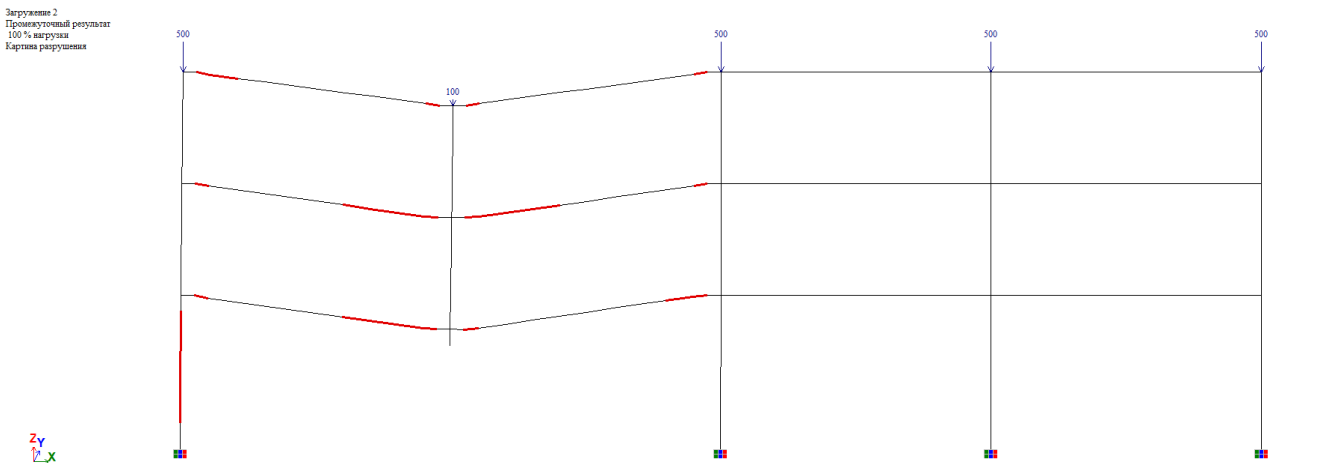
**Рис. 7.** Общий вид разрушения элементов железобетонной рамы в исследовании Pham и др. [15]

Numerical modeling of the deformation of the reinforced concrete frame was also performed in accordance with the approach proposed in [18] using a structural finite element model, including special finite elements (FE No. 295 in accordance with Lira-CAD) for modeling rotations in cross-sections with cracks. The deformed state of the frame is presented in Fig. 8. Fig. 9 shows the general view of failures in the structural finite element model based on the results of numerical modeling.

Simulation results for solid and beam-type finite element models showed that after the removal of the middle row column, plastic hinges were formed in the beams above the column removal point. Then plastic hinges (and further physical hinges) were formed in the beam-column interfaces. As a result, the beams on either side of the point above the removed column are transformed into a catenary mechanism.



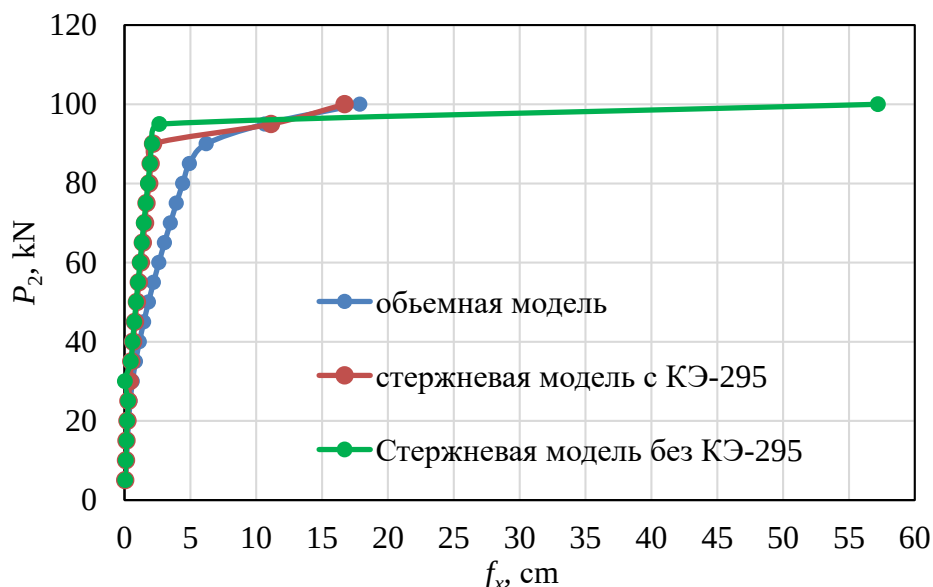
**Fig. 8.** Deformed state of the structural finite element model of the reinforced concrete frame  
**Рис. 8.** Деформированное состояние стержневой модели железобетонной рамы



**Fig. 9.** Fracture pattern of the bar finite element model of the frame  
**Рис. 9.** Картина разрушения стержневой модели рамы

In contrast to the results of the beam-type model, the solid model shows that at the beam-column joints, only the lower tensile zone of the beam collapses at the point where the column is removed. At the connection point of the beam and the neighboring column, the failure occurred only in the upper layer. Further destruction occurs similarly in the upper floors, spreading from bottom to top. Then the compressed concrete at the outer face of the corner column crushed, as shown in Fig. 6, 9, followed by the complete collapse of the frame.

Fig. 10 plots the deflection of the columns at the joint 1 under the applied load  $P_2$ . These results are obtained using solid and beam-type finite element models, including those with special elements modeling additional rotations at crack opening.



**Fig. 10.** Load – lateral displacement diagrams of the upper section of the first-floor corner column under accidental design situation

**Рис. 10.** Графики зависимости «нагрузка – поперечное смещение» верхнего сечения угловой колонны первого этажа при аварийной расчетной ситуации

Fig. 10 demonstrates that the results of calculation performed using the frame model made of solid finite elements are visually close to the results of numerical modeling using bar finite element models before the onset of catenary action of beams. For more correct simulation of reinforced concrete frame structures in case of catenary action of beams, it is recommended to use special modeling methods, such as accounting for additional rotations of cross-sections during cracking [18].

## CONCLUSIONS

The article examines the peculiarities of deformation and failure of reinforced concrete frame at sequential realization of arch and catenary mechanism of beams resistance after removal of the column of the middle row. Based on the conducted research the following conclusions have been drawn:

1. It was found that at the failure of the column of the second row the beam of the frame above the point of column removal transform to catenary structure, as evidenced by the relative deflection 1/29.8 (179 mm). The compressed concrete at the outer face of the corner column then collapsed, followed by the complete collapse of the frame.

2. It is shown that the results of calculation performed with the use of the frame model based on solid finite elements were visually close to the results of numerical modeling with the use of bar finite element models before the onset of catenary action of the beams. For more correct modeling of reinforced concrete frame structures when catenary action of beams is realized in them. It is advisable to use specific modeling methods, such as accounting for additional rotations of sections at crack formation.

## REFERENCES

1. Tamrazyan A.G. Conceptual Approaches to Robustness Assessment of Building Structures, Buildings and Facilities. *Reinforced concrete structures*. 2023. No.3 (3). Pp. 62-74. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.3.62-74 (in Russian).
2. Alekseytsev A.V. Stability of the RC Column under Horizontal Impacts. *Reinforced concrete structures*. 2023. No. 2 (2). Pp. 3-12. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.2.3-12 (in Russian).

3. Savin S.Yu., Kolchunov V.I., Fedorova N.V. Ductility of Eccentrically Compressed Elements of RC Frame Damaged by Corrosion under Accidental Impacts. *Reinforced concrete structures*. 2023. No. 1 (1). Pp. 46-54. (in Russian).
4. Fedorova N.V., Ngoc V.T. Deformation and failure of monolithic reinforced concrete frames under special actions. *Journal of Physics: Conference Series*. IOP Publishing, 2019. Vol. 1425. No. 1. P. 012033.
5. Alshaikh I.M.H., Abadel A.A., Sennah K., Nehdi M.L., Tuladhar R., Alamri M. Progressive Collapse Resistance of RC Beam–Slab Substructures Made with Rubberized Concrete. *Buildings*. 2022. No. 12. P. 1724. DOI: 10.3390/buildings12101724
6. Abdelwahed B. A review on building progressive collapse, survey and discussion. *Case Studies in Construction Materials*. 2019. Vol. 11. P. e00264.
7. Yu J., Tan K.H. Structural behavior of RC beam-column sub-assemblages under a middle column removal scenario. *J. Struct. Eng.* 2012. No. 139 (2). Pp. 233-250.
8. Gouverneur D., Caspee R., Taerwe L. Experimental investigation of the load–displacement behaviour under catenary action in a restrained reinforced concrete slab strip. *Engineering Structures*. 2013. No. 49. Pp. 1007-1016.
9. Lu X., Lin K., Li Y., Guan H., Ren P., Zhou Y. Experimental investigation of RC beam-slab substructures against progressive collapse subject to an edge-column-removal scenario. *Engineering Structures*. 2017. No. 149. Pp. 91-103.
10. Qian K., Li B. Quantification of slab influences on the dynamic performance of RC frames against progressive collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 2014. No. 29. P. 04014029.
11. Qian K., Li B. Slab effects on response of reinforced concrete substructures after loss of corner column. *ACI Structural Journal*. 2012. No. 109 (6). Pp. 845-856.
12. Qian K., Li B. Research advances in design of structures to resist progressive collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 2014. No. 29. P. B4014007.
13. Chu M., Zhou Y., Lu X., Li Y. An experimental study on one-way reinforced concrete beam–slab substructures for resisting progressive collapse. *China Civil Engineering Journal*. 2016. No. 49. Pp. 31-40.
14. Ren P., Li Y., Zhou Y., Lu X., Guan H. Experimental study on the progressive collapse resistance of RC slabs. Structures Congress. 2014. Pp. 868-879. URL: <https://core.ac.uk/download/pdf/143899895.pdf>
15. Pham A.T., Brenneis C., Roller C., Tan K.H. Blast-induced dynamic responses of reinforced concrete structures under progressive collapse. *Magazine of concrete research*. 2022. No. 74 (16). Pp. 850-863.
16. Yi W.J., He Q.F., Xiao Y., Kunnath S.K. Experimental study on progressive collapse-resistant behavior of reinforced concrete frame structures. *ACI Structural Journal*. 2008. No. 105 (4). P. 433.
17. He Q.F., Yi W.J. Experimental study on collapse-resistant behavior of RC beam-column sub-structure considering catenary action. *14th WCEE*. Beijing (China), 2008.
18. Savin S.Y., Toan L.V.P., Sharipov M. RC frame resistance to progressive collapse considering crack opening effects. *JMCMS*. 2024. Vol. 19. No. 7. Pp. 91-111. DOI: 10.26782/jmcms.2024.07.00007

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Тамразян А.Г. Концептуальные подходы к оценке живучести строительных конструкций, зданий и сооружений // Железобетонные конструкции. 2023. № 3 (3). С. 62–74. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.3.62-74
2. Алексейцев А.В. Анализ устойчивости железобетонной колонны при горизонтальных ударных воздействиях // Железобетонные конструкции. 2023. № 2 (2). С. 3–12. DOI: doi.org/10.22227/2949-1622.2023.2.3-12
3. Савин С.Ю., Колчунов В.И., Федорова Н.В. Несущая способность железобетонных внецентренно сжатых элементов каркасов зданий при коррозионных повреждениях в условиях особых воздействий // Железобетонные конструкции. 2023. № 1 (1). С. 46–54.
4. Fedorova N.V., Ngoc V.T. Deformation and failure of monolithic reinforced concrete frames under special actions // Journal of Physics: Conference Series. IOP Publishing, 2019. Vol. 1425. No. 1. P. 012033.
5. Alshaikh I.M.H., Abadel A.A., Sennah K., Nehdi M.L., Tuladhar R., Alamri M. Progressive Collapse Resistance of RC Beam–Slab Substructures Made with Rubberized Concrete // Buildings. 2022. No. 12. P. 1724. DOI: 10.3390/buildings12101724
6. Abdelwahed B. A review on building progressive collapse, survey and discussion // Case Studies in Construction Materials. 2019. Vol. 11. P. e00264.
7. Yu J., Tan K.H. Structural behavior of RC beam-column sub-assemblages under a middle column removal scenario // J. Struct. Eng. 2012. No. 139 (2). Pp. 233–250.
8. Gouverneur D., Caspee R., Taerwe L. Experimental investigation of the load–displacement behaviour under catenary action in a restrained reinforced concrete slab strip // Engineering Structures. 2013. No. 49. Pp. 1007–1016.

9. Lu X., Lin K., Li Y., Guan H., Ren P., Zhou Y. Experimental investigation of RC beam-slab substructures against progressive collapse subject to an edge-column-removal scenario // *Engineering Structures*. 2017. No. 149. Pp. 91–103.
10. Qian K., Li B. Quantification of slab influences on the dynamic performance of RC frames against progressive collapse // *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 2014. No. 29. P. 04014029.
11. Qian K., Li B. Slab effects on response of reinforced concrete substructures after loss of corner column // *ACI Structural Journal*. 2012. No. 109 (6). Pp. 845–856.
12. Qian K., Li B. Research advances in design of structures to resist progressive collapse // *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 2014. No. 29. P. B4014007.
13. Chu M., Zhou Y., Lu X., Li Y. An experimental study on one-way reinforced concrete beam-slab substructures for resisting progressive collapse // *China Civil Engineering Journal*. 2016. No. 49. Pp. 31–40.
14. Ren P., Li Y., Zhou Y., Lu X., Guan H. Experimental study on the progressive collapse resistance of RC slabs // *Structures Congress*. 2014. Pp. 868–879. URL: <https://core.ac.uk/download/pdf/143899895.pdf>
15. Pham A.T., Brenneis C., Roller C., Tan K.H. Blast-induced dynamic responses of reinforced concrete structures under progressive collapse // *Magazine of concrete research*. 2022. No. 74 (16). Pp. 850–863.
16. Yi W.J., He Q.F., Xiao Y., Kunnath S.K. Experimental study on progressive collapse-resistant behavior of reinforced concrete frame structures // *ACI Structural Journal*. 2008. No. 105 (4). P. 433.
17. He Q.F., Yi W.J. Experimental study on collapse-resistant behavior of RC beam-column sub-structure considering catenary action. 14th WCEE. Beijing (China), 2008.
18. Savin S.Y., Toan L.V.P., Sharipov M. RC frame resistance to progressive collapse considering crack opening effects // *JMCMS*. 2024. Vol. 19. No. 7. Pp. 91–111. DOI: 10.26782/jmcms.2024.07.00007





УДК 624.012

DOI: 10.22227/2949-1622.2024.2.54-63

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/ RESEARCH ARTICLE

## Расчет железобетонных рам на особую расчетную ситуацию с учетом дискретного моделирования трещин

С.Ю. Савин<sup>1\*</sup>, Т.А. Ильющенко<sup>2</sup><sup>1</sup> *Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация*<sup>2</sup> *Курский государственный университет, Курск, Российская Федерация*

\* suwin@yandex.ru

**Ключевые слова:** железобетон, рама, трещины, аварийное воздействие, метод конечных элементов

### История статьи

Поступила в редакцию: 30.05.2024

Доработана: 05.06.2024

Принята к публикации: 07.06.2024

### Для цитирования

Савин С.Ю., Ильющенко Т.А. Расчет железобетонных рам на особую расчетную ситуацию с учетом дискретного моделирования трещин // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 6. № 2. С. 54–63.

**Аннотация.** Предложена методика расчета железобетонных каркасов зданий на особую расчетную ситуацию, вызванную начальными локальными разрушениями, с учетом нарушения сплошности бетонной матрицы при трещинообразовании. Выполнена верификация предложенной методики путем сопоставления с результатами экспериментальных данных для П-образной железобетонной рамы с затяжкой. Изгибающие моменты в раме, определенные с использованием предложенной методики расчета, практически полностью совпали со значениями, полученными экспериментально. В результате трещинообразования произошло перераспределение изгибающих моментов в ригеле рамы: уменьшение моментов в конструктивных узлах на 148 % и увеличение в пролете на 37,5 % по сравнению с результатами, полученными с помощью традиционного подхода метода конечных элементов. На основе результатов расчета железобетонной 3-этажной рамы по предложенной методике выявлено увеличение продольных растягивающих усилий в опорных сечениях ригеля над зоной локального разрушения при отказе колонны среднего ряда по сравнению с традиционным подходом к моделированию. Выявленный эффект может привести к усилению влияния продольного изгиба для колонны крайнего ряда, к которой примыкает ригель.

## Calculation of Reinforced Concrete Frames for a Special Design Situation with Discrete Crack Modeling

Sergei Yu. Savin<sup>1\*</sup>, Tatiana A. Iliushchenko<sup>2</sup><sup>1</sup> *Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation*<sup>2</sup> *Kursk State University, Kursk, Russian Federation*

\* suwin@yandex.ru

**Сергей Юрьевич Савин**, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 1301-4838, Scopus: 57052453700, ResearcherID: M-8375-2016, ORCID: 0000-0002-6697-3388, E-mail: suwin@yandex.ru

**Татьяна Александровна Ильющенко**, кандидат технических наук, старший преподаватель кафедры промышленного и гражданского строительства, Курский государственный университет (КГУ), 305000, г. Курск, ул. Радищева, 29; eLIBRARY SPIN-код: 6913-5863, Scopus: 57213811914, ResearcherID: AAJ-6459-2021, ORCID: 0000-0001-6885-588X, E-mail: tatkhulina93@yandex.ru

© Савин С.Ю., Ильющенко Т.А., 2024



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



**Keywords:** reinforced concrete, frame, cracks, accidental impact, finite element method

**Article history**

Received: 30.05.2024

Revised: 05.06.2024

Accepted: 07.06.2024

**For citation**

Savin S.Yu., Iliushchenko T.A. Calculation of Reinforced Concrete Frames for a Special Design Situation with Discrete Crack Modeling. *Reinforced Concrete Structures*. 2024; 2(6):54-63.

**Abstract.** The methodology of calculation of reinforced concrete frames of buildings for a special design situation caused by initial local failures, taking into account the violation of the continuity of the concrete matrix during crack formation, is proposed. The verification of the proposed methodology is carried out by comparing it with the results of experimental data for a U-shaped reinforced concrete frame with prestressing. The bending moments in the frame, determined by the proposed calculation method, are in practically complete agreement with the values found experimentally. As a result of cracking, there was a redistribution of bending moments in the beam of the frame: the moments in the structural nodes decreased by 148 % and increased in the span by 37.5 % compared to the results obtained using the traditional finite element method approach. On the basis of the results of the calculation of the reinforced concrete 3-storey frame by the proposed method, the increase of longitudinal tensile forces in the beam support sections above the zone of local failure at failure of the middle row column is revealed in comparison with the traditional approach to modeling. The revealed effect may lead to an increase in the influence of longitudinal bending for the outermost row column to which the beam is adjacent.

## ВВЕДЕНИЕ

Инженеры извлекают больше уроков из своих неудач, чем из успехов. Неудачи играют ключевую роль в эволюции методов проектирования зданий и сооружений [1]. Это утверждение можно отнести и к проблеме прогрессирующего разрушения. Термин «прогрессирующее разрушение» впервые был использован для описания частичного обрушения 22-этажного жилого здания Ронан-Пойнт из сборного железобетона в Лондоне 16 мая 1968 г. в результате взрыва природного газа на 18 этаже. К настоящему времени в научной литературе дана классификация механизмов прогрессирующего обрушения каркасов зданий, выявлены и исследованы механизмы сопротивления конструкций перекрытий и покрытий [2–8].

В частности, после начального локального разрушения одной из колонн в результате за-проектного воздействия в ригелях над разрушенной колонной может реализоваться арочный механизм после образования в них трещин, а затем цепной (вантовый) механизм сопротивления после разрушения бетона в нескольких сечениях по длине ригеля [9, 10]. При реализации цепного механизма сопротивления ригель приобретает значительные прогибы, сопоставимые с размерами его поперечного сечения. В результате этого в нем возникают растягивающее продольные усилия.

Рассматривая причины и механизм разрушения Всемирного торгового центра, Bazant et al. [11] отмечали, что начальные механические повреждения от столкновения самолета с сооружением, а также последовавший за этим пожар привели к тому, что перекрытия перешли к вантовому механизму сопротивления. В результате этого перекрытия потянули за собой колонны, что привело к потере их устойчивости.

Pham et al. [12] была исследована модель двухпролетной железобетонной рамы на внезапное удаление колонны среднего ряда с переходом ригелей к сопротивлению по типу висячей системы. По результатам испытаний был отмечен разрыв верхней арматуры в опорных сечениях у крайних колонн и нижней арматуры в опорных сечениях у средней колонны, для которой моделировалось внезапное выключение.

**Sergei Yu. Savin**, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate 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: 1301-4838, Scopus: 57052453700, ResearcherID: M-8375-2016, ORCID: 0000-0002-6697-3388; E-mail: suwin@yandex.ru

**Tatiana A. Iliushchenko**, Candidate of Technical Sciences, Senior Lecturer of the Department of Industrial and Civil Engineering, Kursk State University, 29 Radishcheva St., Kursk, 305000, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 6913-5863, Scopus: 57213811914, ResearcherID: AAJ-6459-2021, ORCID: 0000-0001-6885-588X, E-mail: tatthalina93@yandex.ru

Также было отмечено разрушение бетона сжатой зоны в колонне крайнего ряда в уровне примыкания к ней ригеля. Это было обусловлено изменением эффективной расчетной длины колонны и дополнительным поперечным воздействием от ригеля после его перехода к работе по типу висячей системы. Таким образом, в условиях особой расчетной ситуации, вызванной отказом одного из несущих элементов конструктивной системы здания, могут быть нарушены исходные гипотезы, положенные в основу традиционных подходов к численному моделированию строительных конструкций.

В последние годы развитие получили дискретно-континуальные методы расчетного анализа, при которых несущая система разбивается на элементы, соединяемые системой связей в соответствии с особенностями деформирования и механизмами разрушения сечений в предельном состоянии. К числу таких методов может быть отнесен метод прикладных элементов, рассматриваемый Alapani и др. [13] применительно к стержневым железобетонным конструктивным системам. Для плоских перекрытий в работах Кодыша Э.Н. и Мамина А.Н. приводится аналогичный подход, названный авторами методом дискретных связей [14]. Однако пока такие методы находят ограниченное применение в моделировании железобетонных конструктивных систем при особых расчетных ситуациях.

В связи с этим цель данного исследования состояла в разработке и обосновании методики численного моделирования железобетонных каркасов зданий и исследования на ее основе влияния дискретного характера трещинообразования на напряженно-деформированное состояние элементов железобетонных рам при аварийных воздействиях.

#### МЕТОД

Для целей исследования использовался программный комплекс Лира-САПР, позволяющий выполнять статические и динамические расчеты по методу конечных элементов. В качестве объекта исследования рассматриваются железобетонные конструкции рам с дискретными нормальными трещинами (рис. 1, а). При этом в рамках моделирования динамические эффекты, вызванные локальным разрушением одного из несущих элементов конструктивной системы здания, заменялись статическим эквивалентом в рамках подхода pull-down [15, 16]. Применительно к принятой в исследовании квазистатической постановке задачи определяющее уравнение метода конечных элементов имеет вид:

$$[K]\{u\} = \sum \{F\}, \quad (1)$$

где  $\{u\}$  — вектор перемещений в узлах конечно-элементной модели;  $[K]$  — матрица жесткости;  $\sum \{F\}$  — вектор внешних нагрузок в узлах конечно-элементной модели.

Задача решается с учетом физической и геометрической нелинейности методом последовательных нагружений в следующем порядке:

1. Шаг сетки разбиения на конечные элементы принимается не более теоретического расстояния между соседними трещинами, определяемого в соответствии с требованиями норм.
2. Для учета дискретного характера трещинообразования в моделях железобетонных рам выполняется расшивка конечных элементов в узлах и между смежными конечными элементами (КЭ) вводятся специальные КЭ 295 нулевой длины, учитывающие связь «момент — угол поворота» (рис. 1, б).

Предполагается, что до образования трещин узлы сопряжения стержневых элементов ведут себя как абсолютно жесткие. После образования трещин учитывается изменение податливости (жесткости) в узлах элементов расчетной модели за счет дополнительного поворота сечений в растянутых зонах по границам берегов трещин, как показано на рис. 1, а.

Момент трещинообразования в железобетонном элементе  $M_{crc}$  определяется по формуле (2):

$$M_{crc} = R_{bt} \cdot \gamma \cdot W_{red} \pm N \cdot e_x, \quad (2)$$

где  $R_{btn}$  — нормативная прочность бетона при осевом растяжении;  $\gamma$  — коэффициент, учитывающий пластические деформации, который для прямоугольного сечения принимается  $\gamma = 1,3$ ;  $W_{red}$  — приведенный момент сопротивления сечения;  $e_x = W_{red}/A_{red}$  — расстояние от точки приложения продольной силы до ядровой точки, наиболее удаленной от грани элемента, проверяемой на трещинообразование.

Приращение угла раскрытия трещины  $\Delta\varphi_{crc,0}$  определяется по формуле (3):

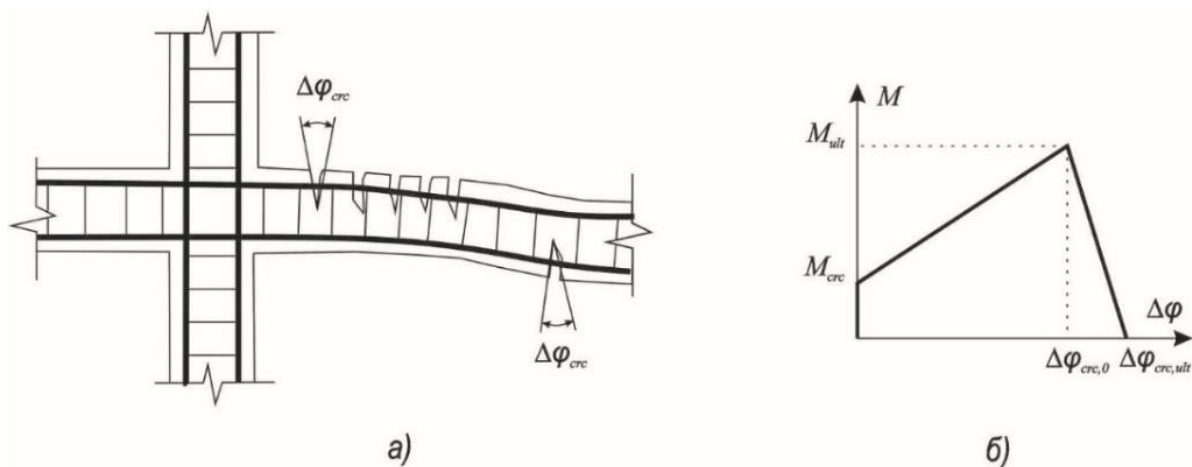
$$\Delta\varphi_{crc,0} = \frac{a_{crc,0}}{h_{crc}}, \quad (3)$$

где ширина раскрытия трещины  $a_{crc,0}$  и высота трещины  $h_{crc}$  при предельном значении изгибающего момента  $M = M_{ult}$  определяются из выражений (4):

$$a_{crc,0} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{R_{sn}}{E_s} \cdot l_s; \quad (4)$$

$$h_{crc} = h_0 - \frac{\chi_{calc}}{\alpha} \cdot \left( 1 - \frac{\varepsilon_{bt,ult}}{\varepsilon_{b,ult}} \right).$$

где  $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$  — коэффициенты, учитывающие продолжительность действия нагрузки, профиль продольной арматуры и вид напряженно-деформированного состояния элемента (внецентренное сжатие и изгиб или растяжение) соответственно;  $\psi_s$  — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций арматуры в растянутом бетоне на участке между трещинами;  $R_{sn}$  — нормативное сопротивление арматуры растяжению;  $E_s$  — модуль упругости стальной арматуры;  $l_s$  — базовое расстояние между трещинами;  $\varepsilon_{bt,ult}$ ,  $\varepsilon_{b,ult}$  — предельные значения относительных деформаций бетона при одноосном растяжении и сжатии соответственно;  $\alpha$  — коэффициент перехода от расчетной высоты сжатой зоны  $\chi_{calc}$  к фактической  $\chi_{fact}$ .



**Рис. 1.** Схема характерного фрагмента железобетонной рамы для построения расчетной модели (а) и диаграмма «момент – дополнительный угол поворота» к определению жесткости (податливости) узлового соединения (б)  
**Fig. 1.** Diagram of a typical fragment of a reinforced concrete frame for constructing a calculation model (a) and a diagram “moment – additional angle of rotation” for determining the rigidity (compliance) of a nodal connection (b)

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Для проверки адекватности предложенной модели выполнена верификации путем сопоставления с экспериментальными данными для П-образных рам [17]. Приводится сопоставительный анализ результатов расчета с использованием традиционного подхода к моделированию на основе метода конечных элементов с учетом физической и геометрической нелинейности и по предложенной методике. Общий вид и схема армирования рамы приведены на рис. 2.

Материал экспериментальной рамы бетон В30 ( $R_{bn} = 22$  МПа,  $R_{bt,n} = 1,95$  МПа,  $E_b = 32\,500$  МПа,  $\varepsilon_{b,ult} = 0,0035$ ). Армирование рамы выполнено стальной стержневой арматурой А300 ( $R_{sn} = 300$  МПа,  $E_s = 200\,000$  МПа,  $\varepsilon_{s,ult} = 0,025$ ). Принятые диаграммы деформирования материалов представлены на рис. 3.

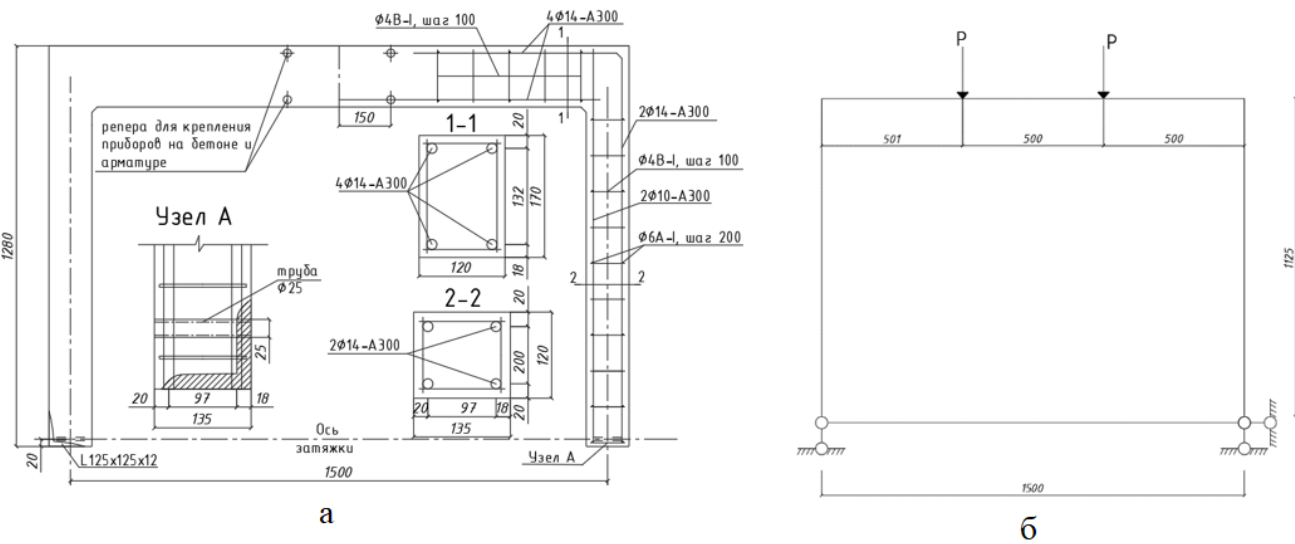


Рис. 2. Схема армирования П-образной рамы (а), расчетная схема рамы (б)  
Fig. 2. Scheme of reinforcement of a U-shaped frame (a), design diagram of the frame (b)

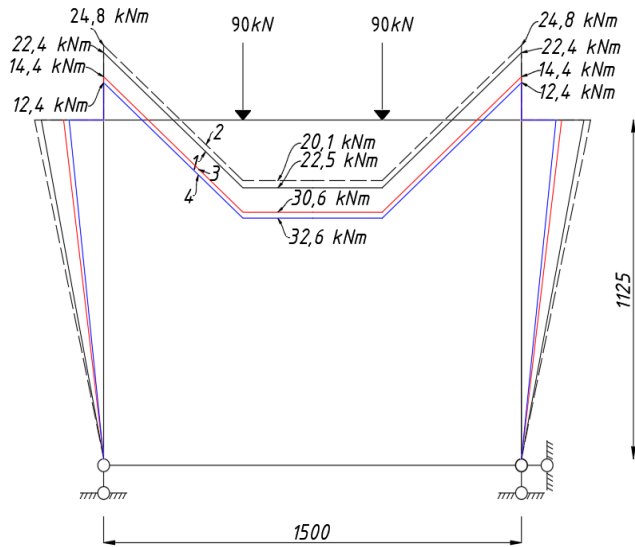


Рис. 3. Диаграммы для бетона (а) и стальной арматуры (б) в ПК ЛИРА-САПР  
Fig. 3. Diagrams for concrete (a) and steel reinforcement (b) in LIRA-SAPR

Для экспериментальной конструкции железобетонной рамы был выполнен расчет с учетом нелинейности на статическое нагружение двумя сосредоточенными силами 90 кН, приложенными, как показано на рис. 2, б.

На рис. 4 приведены результаты расчета изгибающих моментов в раме: с учетом традиционных моделей метода конечных элементов — 1, с учетом податливости в конструктивных узлах — 2, по результатам обработки экспериментальных данных — 3, по предложенной методике — 4.

Изгибающие моменты в раме, определенные с использованием предложенной методики расчета, практически полностью совпали со значениями, обнаруженными экспериментально. В результате трещинообразования (см. рис. 4) произошло перераспределение изгибающих моментов в ригеле рамы: уменьшение моментов в конструктивных узлах на 48 % и увеличение в пролете на 37,5 % по сравнению с результатами, полученными с помощью традиционного подхода метода конечных элементов. Это также повлияло на напряженно-деформированное состояние стоек рамы, где отмечено уменьшение изгибающих моментов в верхних опорных сечениях. Совпадение полученных результатов позволяет применить разработанный метод для оценки влияния дискретного трещинообразования на деформирование железобетонных рам многоэтажных зданий в условиях аварийных воздействий.



**Рис. 4.** Эпюры моментов в П-образной железобетонной раме с затяжкой при нагрузке 90 кН:  
1 — при жестких узлах; 2 — с учетом податливости узлов; 3 — по экспериментальным данным;  
4 — по предлагаемому методу

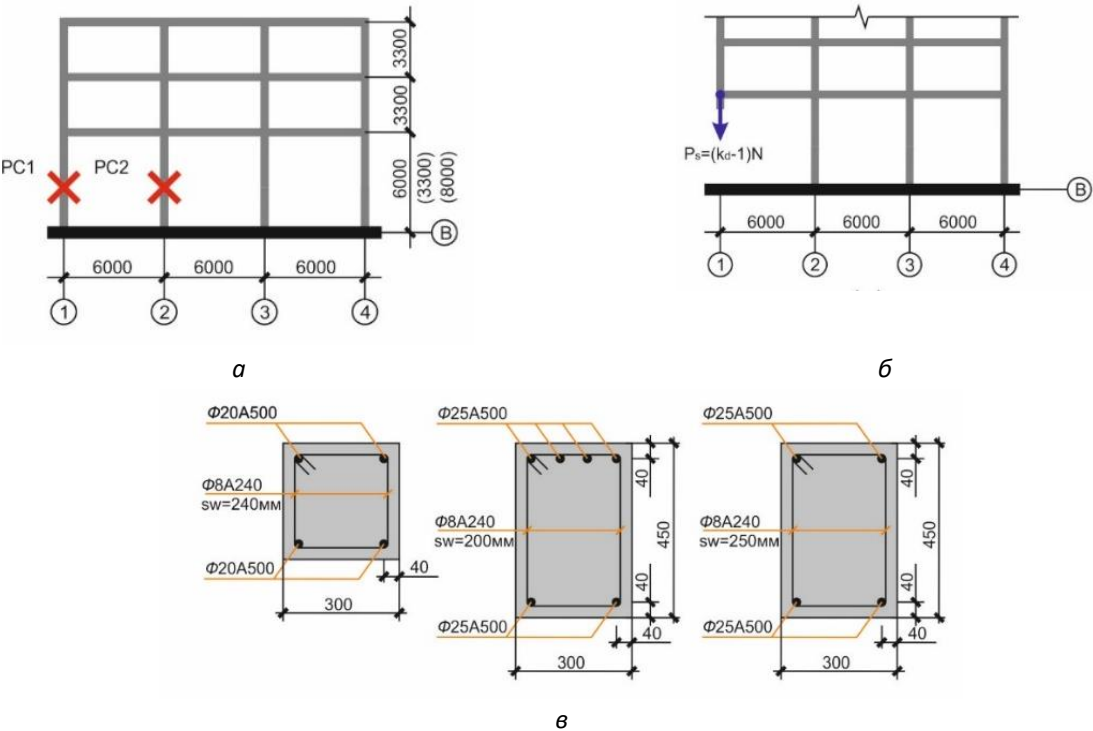
**Fig. 4.** Moment diagrams in a U-shaped reinforced concrete frame with tightening at a load of 90 kN:  
1 — for hard knots; 2 — taking into account the compliance of nodes; 3 — according to experimental data;  
4 — according to the proposed method

Рассмотрим поперечную раму железобетонного каркаса здания, представленную на рис. 5.

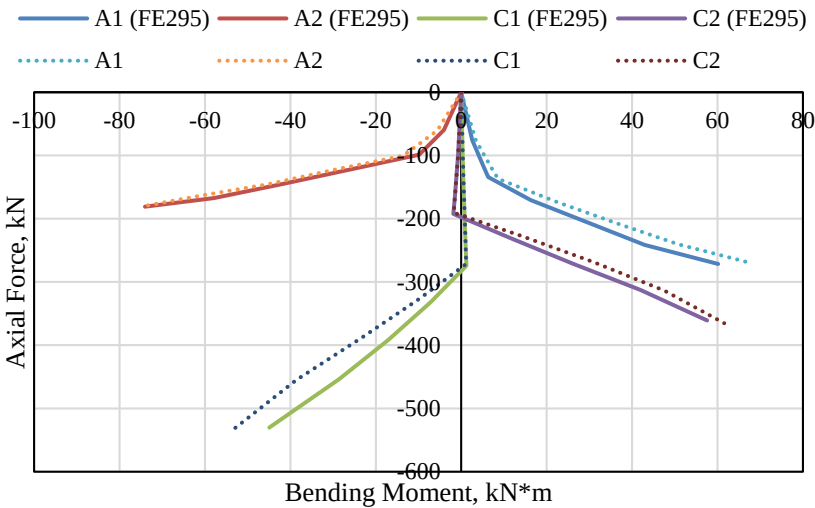
В качестве аварийных расчетных ситуаций рассматривались два варианта начальных локальных разрушений (рис. 5, а): внезапный отказ колонны первого этажа по оси А (расчетная ситуация — РС1) и колонны первого этажа по оси В (расчетная ситуация — РС2). Аварийные расчетные ситуации рассматривались независимо друг от друга, в статической нелинейной постановке. По результатам расчета определялись усилия во вторичных расчетных схемах с учетом динамических догрузок элементов несущих систем. Полученные результаты сопоставлялись между собой. При расчетной ситуации РС1 выполнялся анализ усилий в колоннах первого и второго этажа по оси В. При расчетной ситуации РС2 выполнялся анализ усилий в колоннах первого и второго этажа по осям А и С.

На рис. 6 приведены графики изменения продольных сил и изгибающих моментов в верхних сечениях колонн первого этажа и нижних опорных сечения колонн второго этажа по осям А и С при удалении из расчетной схемы колонны первого этажа по оси В. Данные колонны были выбраны для анализа, поскольку они прилегают к зоне начального локального

разрушения и подвержены наибольшему нагружению в результате перестройки конструктивной системы (перераспределения нагрузок по альтернативным путям).



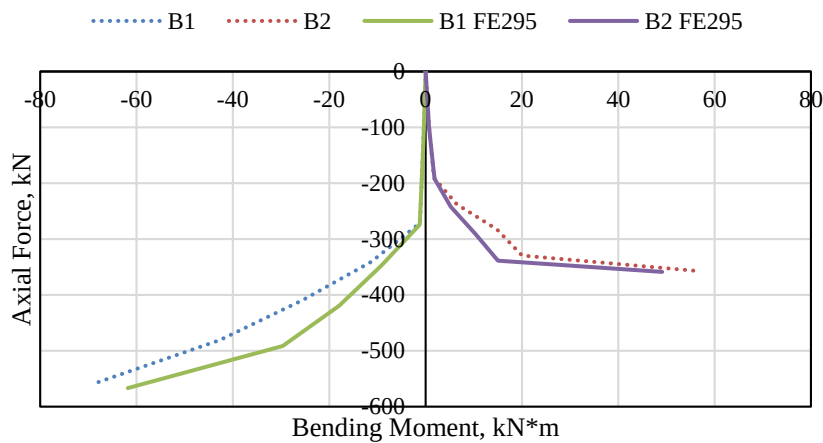
**Рис. 5.** Исходные данные: железобетонная поперечная рама и рассматриваемые расчетные ситуации (РС), связанные с отказом несущего элемента (а); фрагмент расчетной схемы к pull-down анализу (б); поперечные сечения и схемы армирования колонны и ригелей в опорном сечении и в середине пролета соответственно (в)  
**Fig. 5.** Initial data: reinforced concrete transverse frame and the considered design situations (CS) associated with the failure of the load-bearing element (a); a fragment of the calculation scheme for pull-down analysis (b); cross sections and reinforcement patterns of columns and crossbars in the supporting section and in the middle of the span, respectively (c)



**Рис. 6.** Изменение продольных сил и изгибающих моментов в 3-этажной железобетонной раме при отказе колонны среднего ряда  
**Fig. 6.** Change in longitudinal forces and bending moments in a 3-story reinforced concrete frame when the middle row column fails

Учет дискретного характера трещин практически не сказывался на величинах продольных сил в элементах. Однако для изгибающих моментов в рамках предложенного метода наблюдалось снижение по сравнению с традиционным подходом. Причем разница увеличивалась по мере роста этажности и превышала 60 % для верхнего опорного сечения колонны по оси А.

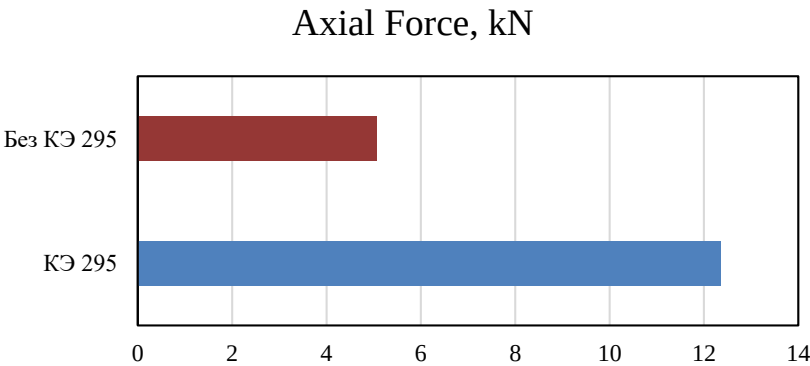
Результаты расчета для второй расчетной ситуации, предполагающей удаление угловой колонны первого этажа, представлены на рис. 7 в виде графиков изменения продольных сил и изгибающих моментов в верхних сечениях колонн первого этажа и нижних опорных сечения колонн второго этажа по оси В. Как и в предыдущем случае, выбор для рассмотрения данных колонн был обусловлен их близким расположением к зоне начального локального разрушения и наибольшим влиянием на них от структурной перестройки конструктивной системы.



**Рис. 7.** Изменение продольных сил и изгибающих моментов в 3-этажной железобетонной раме при отказе угловой колонны

**Fig. 7.** Variation of longitudinal forces and bending moments in a 3-story reinforced concrete frame when a corner column fails

На рис. 8 приведены результаты сопоставления продольных усилий в ригелях над зоной начального локального разрушения (отказ колонны среднего ряда) в зависимости от метода моделирования.



**Рис. 8.** Продольные усилия в ригелях над зоной начального локального разрушения в 3-этажной железобетонной раме при отказе колонны среднего ряда

**Fig. 8.** Longitudinal forces in the crossbars above the zone of initial local destruction in the 3-story reinforced concrete frame when the middle row column fails

Из анализа продольных усилий видно, что при использовании предложенной методики для рассматриваемой железобетонной 3-этажной рамы наблюдается превышение растягивающих продольных сил в опорном сечении ригеля над значениями, полученными по традиционному методу расчета. Выявленный эффект оказывает негативное влияние на сопротивление колонн первого и второго этажа, примыкающих к ригелю, за счет усиления влияния продольного изгиба.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Предложена методика расчета железобетонных каркасов зданий на особую расчетную ситуацию, вызванную начальными локальными разрушениями, с учетом нарушения сплошности бетонной матрицы при трещинообразовании.

2. Выполнена верификация предложенной методики путем сопоставления с результатами экспериментальных данных для П-образной железобетонной рамы с затяжкой. Изгибающие моменты в раме, определенные с использованием предложенной методики расчета, практически полностью совпали со значениями, обнаруженными экспериментально. В результате трещинообразования произошло перераспределение изгибающих моментов в ригеле рамы: уменьшение моментов в конструктивных узлах на 48 % и увеличение в пролете на 37,5 % по сравнению с результатами, полученными с помощью традиционного подхода метода конечных элементов.

3. На основе результатов расчета железобетонной 3-этажной рамы по предложенной методике выявлено увеличение продольных растягивающих усилий в опорных сечениях ригеля над зоной локального разрушения при отказе колонны среднего ряда по сравнению с традиционным подходом к моделированию. Выявленный эффект может привести к усилению влияния продольного изгиба для колонны крайнего ряда, к которой примыкает ригель.

## БЛАГОДАРНОСТИ

Исследование выполнено за счет гранта Российского научного фонда № 24-49-10010, URL: <https://rscf.ru/project/24-49-10010/>

This work was supported by the Russian Science Foundation grant No. 24-49-10010, URL: <https://rscf.ru/project/24-49-10010/>

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Adam J.M. et al. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century // Eng Struct. Elsevier. 2018. Vol. 173. № March. Pp. 122–149.
2. Wang H. et al. A Review on Progressive Collapse of Building Structures // The Open Civil Engineering. 2014. Vol. 8. Pp. 183–192.
3. Abdelwahed B. A review on building progressive collapse, survey and discussion // Case Studies in Construction Materials. 2019. Vol. 11.
4. Fedorova N.V., Savin S.Yu. Progressive Collapse Resistance Of Facilities Experienced To Localized Structural Damage : an Analytical Review // Building and reconstruction. 2021. Vol. 95. No. 3. Pp. 76–108.
5. Kiakojoury F. et al. Experimental studies on the progressive collapse of building structures : a review and discussion on dynamic column removal techniques // Structures. Elsevier Ltd, 2023. Vol. 57.
6. Колчунов В.И., Колчунов В.И., Федорова Н.В. Деформационные модели железобетона при особых воздействиях // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 8. С. 54–60.
7. Колчунов В.И. и др. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях. М. : Издательство АСВ, 2014. 208 с.
8. Тамразян А.Г. Концептуальные подходы к оценке живучести строительных конструкций, зданий и сооружений // Железобетонные конструкции. 2023. № 3. С. 62–74.



9. Almusallam T. et al. Development limitations of compressive arch and catenary actions in reinforced concrete special moment resisting frames under column-loss scenarios // *Structure and Infrastructure Engineering*. Taylor & Francis, 2020. Vol. 16. No 12. Pp. 1616–1634.
10. Yu J., Tan K.H. Analytical model for the capacity of compressive arch action of reinforced concrete sub-assemblages // *Magazine of Concrete Research*. 2014. Vol. 66. No 3. Pp. 109–126.
11. Bažant Z.P., Verdure M. Mechanics of Progressive Collapse: Learning from World Trade Center and Building Demolitions // *J Eng Mech*. 2007. Vol. 133. No 3. Pp. 308–319.
12. Pham A.T. et al. Blast-induced dynamic responses of reinforced concrete structures under progressive collapse // *Magazine of Concrete Research*. 2022. Vol. 74. No 16. Pp. 850–863.
13. Alanani M., Ehab M., Salem H. Progressive collapse assessment of precast prestressed reinforced concrete beams using applied element method // *Case Studies in Construction Materials*. Elsevier Ltd., 2020. Vol. 13. P. e00457.
14. Кодыш Э.Н., Мамин А.Н. Разработка дискретно-связевой модели для определения напряженно-деформированного состояния плоскостных конструкций // *Известия вузов. Строительство*. 2003. Т. 540. № 12. С. 13–20.
15. Savin S. Numerical Analysis Of Reinforced Concrete Beam-Column Joint Under Accidental Impact // *J Serbian Soc Comput Mech*. 2021. Vol. 15. No 1. Pp. 149–166.
16. Savin S.Yu., Fedorova N. V. Comparison of methods for analysis of structural systems under sudden removal of a member // *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022. Vol. 18. No 4. Pp. 329–340.
17. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. М. : Издательство АСВ, 2004. 472 с.

## REFERENCES

1. Adam J.M. et al. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Eng Struct*. Elsevier. 2018. Vol. 173. No. March. Pp. 122–149.
2. Wang H. et al. A Review on Progressive Collapse of Building Structures. *The Open Civil Engineering*. 2014. Vol. 8. Pp. 183–192.
3. Abdelwahed B. A review on progressive building collapse, survey and discussion. *Case Studies in Construction Materials*. 2019. Vol. 11.
4. Fedorova N.V., Savin S.Yu. Progressive Collapse Resistance Of Facilities Experienced To Localized Structural Damage : An Analytical Review. *Building and reconstruction*. 2021. Vol. 95. No. 3. Pp. 76–108.
5. Kiakojouri F. et al. Experimental studies on the progressive collapse of building structures : a review and discussion on dynamic column removal techniques. *Structures*. 2023. Vol. 57.
6. Kolchunov V.I., Kolchunov V.I., Fedorova N.V. Deformation models of reinforced concrete under special influences. *Industrial and civil engineering*. 2018. No. 8. Pp. 54–60.
7. Kolchunov V.I. et al. Survivability of buildings and structures under beyond-design influences. Moscow : ASV Publishing House, 2014. 208 p.
8. Tamrazyan A.G. Conceptual approaches to assessing the survivability of building structures, buildings and structures. *Reinforced concrete structures*. 2023. No. 3. Pp. 62–74.
9. Almusallam T. et al. Development limitations of compressive arch and catenary actions in reinforced concrete special moment resisting frames under column-loss scenarios. *Structure and Infrastructure Engineering*. 2020. Vol. 16. No. 12. Pp. 1616–1634.
10. Yu J., Tan K.H. Analytical model for the capacity of compressive arch action of reinforced concrete sub-assemblages. *Magazine of Concrete Research*. 2014. Vol. 66. No. 3. Pp. 109–126.
11. Bažant Z.P., Verdure M. Mechanics of Progressive Collapse: Learning from World Trade Center and Building Demolitions. *J Eng Mech*. 2007. Vol. 133. No. 3. Pp. 308–319.
12. Pham A.T. et al. Blast-induced dynamic responses of reinforced concrete structures under progressive collapse. *Magazine of Concrete Research*. 2022. Vol. 74. No. 16. Pp. 850–863.
13. Alanani M., Ehab M., Salem H. Progressive collapse assessment of precast prestressed reinforced concrete beams using applied element method. *Case Studies in Construction Materials*. 2020. Vol. 13. P. e00457.
14. Kodysh E.N., Mamin A.N. Development of a discrete-connection model for determining the stress-strain state of planar structures. *News of universities. Construction*. 2003. Vol. 540. No. 12. Pp. 13–20.
15. Savin S. Numerical Analysis Of Reinforced Concrete Beam-Column Joint Under Accidental Impact. *J Serbian Soc Comput Mech*. 2021. Vol. 15. No. 1. Pp. 149–166.
16. Savin S.Yu., Fedorova N.V. Comparison of methods for analysis of structural systems under sudden removal of a member. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022. Vol. 18. No. 4. Pp. 329–340.
17. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Calculation models of force resistance of reinforced concrete. Moscow : ASV Publishing House, 2004. 472 p.

## 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 описан 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

каталогах 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, подписи, подписей, 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>**