

Главный редактор:
Колчунов В.И., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф.
(Россия)

Заместители главного редактора:
Гордон В.А., советник РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)
Коробко В.И., д-р техн. наук, проф. (Россия)
Савин С.Ю., канд. техн. наук, доц. (Россия)
Финадеева Е.А., канд. техн. наук, доц. (Россия)

Редакция:
Акимов П.А., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф.
(Россия)
Бакаева Н.В., советник РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)
Бок Т., д-р техн. наук, проф. (Германия)
Булгаков А.Г., д-р техн. наук, проф. (Германия)
Ерофеев В.Т., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф.
(Россия)
Есаулов Г.В., акад. РААСН, д-р арх., проф. (Россия)
Карпенко Н.И., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф.
(Россия)

Колесникова Т.Н., д-р арх., проф. (Россия)
Колчунов В.И., д-р техн. наук, проф. (Россия)
Коробко А.В., д-р техн. наук, проф. (Россия)
Король Е.А., чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)
Кривошапко С.Н., д-р техн. наук, проф. (Россия)
Кудряшов Н.Н., канд. арх., проф. (Россия)
Лефай З., д-р техн. наук, проф. (Франция)
Мелькумов В.Н., д-р техн. наук, проф. (Россия)
Орлович Р.Б., д-р техн. наук, проф. (Польша)
Птичкина Г.А., д-р арх., проф. (Россия)
Рембож Д., д-р техн. наук, проф. (Словения)
Римшин В.И., чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)
Тамразян А.Г., чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)
Травуш В.И., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф.
(Россия)

Трещев А.А., чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)
Тур В.В., д-р техн. наук, проф. (Белоруссия)
Федоров В.С., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф.
(Россия)
Федорова Н.В., советник РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)
Шах Р., д-р техн. наук, проф. (Германия)
Исполнительный редактор:
Амелина М.А., (Россия)

Адрес редакции:
302030, Орловская обл., г. Орёл,
ул. Московская, д. 77.
Тел.: +79065704999
<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Зарегистрировано в Федеральной службе
по надзору в сфере связи, информационных
технологий и массовых коммуникаций.
Свидетельство: ПИ №ФС 77-67169
от 16 сентября 2016 г.

Подписной индекс **86294**
по объединенному каталогу «Пресса России»
на сайтах www.pressa-rl.ru и www.akc.ru

© ОГУ имени И.С. Тургенева, 2025

Содержание

Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

Колчунов Вл. И. Модель расчета параметров предельных состояний железобетонных конструкций.....	4
Кривошапко С.Н. Стержневые и сетчатые оболочечные структуры в XXI-м веке	14
Курнавина С.О., Цацулин И.В. Геометрическая гипотеза для нормальных сечений изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов.....	33
Травуш В.И., Никифоров С.В. Технология бетонирования массивных конструкций фундаментов зданий МФК «Лакта Центр».....	44

Безопасность зданий и сооружений

Деркач В.Н., Демчук И.Е., Матяс П.И. Предельные значения прочности при сдвиге каменной кладки из керамических поризованных блоков.....	56
Савин С.Ю., Шарипов М.З., Московцева В.С. Экспериментально-теоретическое исследование несущей способности длительно нагруженных железобетонных сжатых элементов при динамическом воздействии.....	65
Тамразян А.Г., Кудрявцев М.В. Влияние коррозионных повреждений арматуры на динамическое состояние сжатых железобетонных конструкций.....	81

Строительные материалы и технологии

Муртазаев С.А.Ю., Саламанова М.Ш., Муртазаев И.С.А. Геополимеры на алюмосиликатном сырье.....	94
--	----

Editor-in-Chief
Kolchunov V.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Editor-in-Chief Assistants:

Gordon V.A., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Korobko V.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Savin S.Yu., candidate sc. tech., docent
(Russia)

Finadeeva E.A., candidate sc. tech., docent
(Russia)

Editorial Board

Akimov P.A., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Bakaeva N.V., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Bock T., doc. sc. tech., prof. (Germany)

Bulgakov A.G., doc. sc. tech., prof. (Germany)

Erofeev V.T., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Esaulov G.V., doc. arc., prof. (Russia)

Karpenko N.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Kolesnikova T.N., doc. arc., prof. (Russia)

Kolchunov V.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Korobko A.V., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Korol E.A., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Krivoshapko S.N., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Kudryashov N.N., candidate arc., prof.
(Russia)

Lafhaj Z., doc. sc. tech., prof. (France)

Melkumov V.N., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Orlovic R.B., doc. sc. tech., prof. (Poland)

Ptichnikova G.A., doc. arc., prof. (Russia)

Rebolj D., doc. sc. tech., prof. (Slovenia)

Rimshin V.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Tamrazyan A.G., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Travush V.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Treschev A.A., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Tur V.V., doc. sc. tech., prof. (Belorussia)

Fedorov V.S., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Fedorova N.V., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Schach R., doc. sc. tech., prof. (Germany)

Iakovenko I.A., doc. sc. tech., prof. (Ukraine)

Managing Editor:

Amelina M.A., (Russia)

The edition address:

302030, Oryol region., Oryol,

Moskovskaya Street, 77

+79065704999

<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>

E-mail: str_and_rek@mail.ru

Journal is registered in Russian federal service for
monitoring communications, information
technology and mass communications

The certificate of registration:

ПИ №ФЦ 77-67169 from 16.09.2016 г.

Index on the catalogue of the «Pressa Rossii»

86294 on the websites www.pressa-ru.ru and

www.akc.ru

© Orel State University, 2025

Contents

Theory of engineering structures. Building units

Kolchunov V.I. Model for calculating the limit state parameters of reinforced concrete structures.....	4
Krivoshapko S.N. Grid and Reticulated Shell Structures in the 21st Century.....	14
Kurnavina S.O., Tsatsulin I.V. Geometric Hypothesis for Normal Sections of Flexural and Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Members.....	33
Travush V.I., Nikiforov S.V. Technology of concreting massive structures of the foundations of the Lakhta Center multifunctional complex	44

Building and structure safety

Derkach V.N., Demchuk I.E., Matyas P.I. Limit Values of Shear Strength for Masonry Made of Porous Ceramic Blocks.....	56
Savin S.Yu., Sharipov M.Z., Moskovtseva V.S. Experimental and theoretical study of the performance of long-term loaded reinforced concrete members in compression under dynamic action.....	65
Tamrazyan A.G., Kudryavtsev M.V. Effect of Reinforcement Corrosion Damage on Dynamic Behavior of Compressed Reinforced Concrete Structures.....	81

Construction materials and technologies

Murtazaev S-A.Yu., Salamanova M.Sh., Murtazaev I.S-A. Geopolymers Based on Aluminosilicate Raw Materials.....	94
--	----

ПОЗДРАВЛЕНИЕ С 90-ЛЕТНИМ ЮБИЛЕЕМ АКАДЕМИКА РААСН В.В. ПЕТРОВА

13 марта 2025 г. академику РААСН, Заслуженному деятелю науки и техники РСФСР, Почетному работнику высшего образования России, Почетному строителю РФ, кавалеру орденов «Знак почета» и «Дружба народов», доктору технических наук, профессору Владилену Васильевичу Петрову исполняется 90 лет!

В.В. Петров в 1957 году окончил Московский инженерно-строительный институт (в настоящее время НИУ МГСУ) и поступил в аспирантуру к члену-корреспонденту АН СССР Василию Захаровичу Власову. Трудовая биография Владилен Васильевича неразрывно связана с Саратовским государственным техническим университетом имени Ю.А. Гагарина (ранее Саратовский политехнический институт), в который он был распределен после защиты кандидатской диссертации «Некоторые вопросы расчета пологих оболочек при конечных прогибах» в 1961 году.



Научные интересы В.В. Петрова связаны нелинейной механикой твёрдого деформируемого тела, созданием методов расчёта тонкостенных пространственных систем с учётом геометрической и физической нелинейности и агрессивной внешней среды. С именем Владилен Васильевича тесно связан предложенный им метод последовательных нагружений, изложенный в защищенной в 1969 году докторской диссертации и затем обобщенный в 1975 г. в монографии «Метод последовательных нагружений в нелинейной теории пластин и оболочек». Знаковыми стали вышедшие в свет в 1989 году монографии «Деформирование элементов конструкций из нелинейного разномодульного неоднородного материала» и «Механика длинномерных элементов глубоководных комплексов», а также вышедшая в 1996 году монография «Теория наведенной неоднородности и ее приложения к проблеме устойчивости пластин и оболочек», в которой получил развитие класс задач нелинейной механики, учитывающих совместное протекание необратимых процессов деформирования материала и деградации его физико-механических свойств.

Владилен Васильевич является автором свыше 200 научных и методических трудов, включая 7 монографий, подготовил 64 кандидата и 12 докторов наук. Созданная им научная школа развивается и по сей день, занимаясь вопросами нелинейной механики строительных конструкций.

Уважаемый Владилен Васильевич, коллектив редакции научно-технического журнала «Строительство и реконструкция» от всей души поздравляет Вас с юбилеем, желает крепкого здоровья, благополучия и новых творческих успехов в научно-педагогической деятельности и во всех Ваших начинаниях во благо отечественного строительного образования и науки!

Редакция научно-технического журнала «Строительство и реконструкция»

В.Л.И. КОЛЧУНОВ^{1,2}

¹Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия

²Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук (НИИСФ), г. Москва, Россия

МОДЕЛЬ РАСЧЕТА ПАРАМЕТРОВ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Аннотация. В статье на основе анализа и обобщения исследований закономерностей деформирования железобетона с трещинами приведена методология расчета раскрытия трещин с использованием установленного автором эффекта железобетона - как результата воздействия арматуры на деформации берегов магистральной трещины при ее раскрытии. Показано, что при нарушении сплошности растянутой бетонной матрицы и деформировании берегов бетона в трещине, пересекаемой растянутым арматурным стержнем, изменяется профиль трещины и соответственно ее раскрытие на уровне арматурного стержня. Раскрытие единичной или магистральной трещины моделируется так называемым универсальным двухконсольным элементом (ДКЭ), который позволяет учитывать отмеченный деформационный эффект и объединить деформационные параметры, используемые в традиционной теории железобетона и механики разрушения железобетона. Податливость ДКЭ связана как с ее раскрытием, так и с перемещениями всей железобетонной конструкции и ее обобщенной жесткостью. Показано, что деформации бетона в около арматурной зоне меняют знак от растяжения к сжатию и это качественно изменяет картину относительных взаимных смещений бетона и арматуры на участках между трещинами.

Ключевые слова: эффект железобетона, гипотезы, принципы, железобетона, двухконсольный элемент, изотропная среда, механика разрушения, раскрытия - закрытия трещин, жесткость

V.L.I. KOLCHUNOV^{1,2}

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

²Research Institute of Building Physics, Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (NIISF), Moscow, Russia

MODEL FOR CALCULATING THE LIMIT STATE PARAMETERS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Abstract. Based on the analysis and generalization of research on the deformation behavior of cracked reinforced concrete, the article presents a methodology for calculating crack width using the author's established reinforced concrete effect—resulting from the influence of reinforcement on the deformation of the crack edges during crack opening. It is shown that when the continuity of the tensile concrete matrix is disrupted and the crack edges deform under the action of an intersecting tensile reinforcement bar, the crack profile and, consequently, its width at the reinforcement level change. The opening of a single or main crack is modeled using a so-called universal double-cantilever element (DCE), which accounts for the described deformation effect and combines the deformation parameters used in traditional reinforced concrete theory and fracture mechanics of reinforced concrete. The compliance of the DCE is related both to crack opening and to the displacements of the entire reinforced concrete structure and its generalized stiffness. It is demonstrated that the deformations of concrete in the reinforcement-adjacent zone change from tension to compression, qualitatively altering the pattern of relative mutual displacements of concrete and reinforcement between cracks.

Keywords: reinforced concrete effect, hypotheses, principles, reinforced concrete, double-cantilever element, isotropic medium, fracture mechanics, crack opening-closing, stiffness

Введение

В настоящее время Необходимость совершенствования механики железобетона, в частности моделей деформирования железобетонных элементов с нормальными, наклонными и пространственными трещинами, продолжает оставаться одним из наиболее актуальных направлений развития теории железобетона. Проведенные за последние годы экспериментальные исследования железобетонных конструкций, испытывающих сложное сопротивление и особенно конструкций из новых материалов показывает, что используемые в действующих российских и зарубежных нормативных документах деформационные модели не всегда согласуются с результатами этих исследований. Анализ этих нормативных документов [1-4], показывает, что расчетное определение параметров предельных состояний работоспособности железобетонных конструкций, таких как ширина раскрытия трещин, по-прежнему базируется на простейших моделях, разработанных во второй половине XX-го века для балочных конструкций из бетонов относительно низкой прочности при простейших напряженных состояниях. Они не учитывают ряд вновь установленных важных физических закономерностей, возникающих при сложном напряженном состоянии в высокопрочном железобетоне с трещинами, или учитывают их по полуэмпирическим соотношениям. В особенности это относится к расчетным параметрам предельных состояний второй группы. Так, например в работах [5-7] показано, что такие важные параметры оценки железобетонных конструкций как расстояние между трещинами и ширина раскрытия трещин, вычисленные по нормам [1-3] могут отличаться от опытных значений в два и более раз.

Из анализа российских норм проектировании конструкций из высокопрочного бетона [8] можно видеть, что для расчета параметров предельных состояний второй группы в конструкциях из высокопрочного железобетона рекомендуется использовать зависимости для оценки параметров предельных состояний работоспособности модели СП 63.13330, разработанные в свое время для проектирования железобетонных конструкций из обычного железобетона. В то же время испытания конструкций из высокопрочного железобетона [9-11 и др.] показали, что их структурное поведение в процессе силового нагружения и уровневого трещинообразования количественно и качественно отличается от поведения конструкций из бетона нормальной прочности. Например, в исследованиях [12,13] было установлено, что относительный диапазон изменения деформативных характеристик на стадиях II-III-й стадиях деформирования высокопрочного железобетона в более чем в полтора-два раза меньше, чем для конструкций из бетона обычной прочности. Более того качественный характер трещин также различен, В конструкциях из высокопрочного железобетона в растянутых зонах как правило образуется не сеть нерегулярных трещин, а единичная трещина или несколько трещин преобразующихся по мере увеличения нагрузки в одну, так называемую магистральную трещину [6,12].

В развитие этих исследований в настоящей статье приводятся основные положения разработки универсального двухконсольного элемента (ДКЭ) применительно к задачам моделирования раскрытия единичных и магистральных трещин трещин и оценке жесткости сложнапряженных железобетонных конструкций из высокопрочного железобетона.

Метод

Рассматривается расчетная модель и полуаналитический метод решения задач моделирования раскрытия единичных и магистральных трещин трещин в сложнапряженных железобетонных конструкциях, основанный на анализе экспериментально установленных новых физических явлений поведения железобетонных конструкций при различных видах напряженного состояния. В частности, здесь используется деформационный эффект при трещинообразовании и раскрытии трещин в железобетоне, открытого автором [14-16 и др.] Физическая суть этого метода заключается в дополнительном деформационном воздействии реакции арматуры и бетона при нарушении сплошности бетона. Моделирование этого эффекта выполняется с использованием так называемого

двухконсольного элемента (ДКЭ), объединяющего параметры традиционной деформационной модели железобетона и параметры механики разрушения на основе функционала механики разрушения, в котором уменьшение потенциальной энергии сопровождается дополнительной работой тела при продвижении трещины.

Учитываемой физической особенностью трещинообразования в железобетоне является то, что трещина от растянутой зоны в направлении зоны сжатия, распространяется как показано на рис. 1 (а). Арматура является связью связующим звеном, которое препятствует раскрытию трещины и ее развитию. Эта связь влияет на деформации бетона вблизи трещин и вызывает нелинейные изменения в профиле раскрытия трещин. По мере удаления от арматурного стержня, на расстояние до двух-трех диаметров арматуры, ширина трещины имеет максимальное раскрытие и затем, по мере приближения к сжатой зоне ширина раскрытия постепенно уменьшается. С другой стороны, развитие трещины в направлении сжатой зоны блокируется сопротивлением растяжению бетонной матрицы. Таким образом, в бетоне проявляется так называемый деформационный эффект. При разрушении растянутой бетонной матрицы и развитии трещины перемещения ее берегов сдерживаются реакцией арматурного стержня и берега деформируются, а профиль трещины нелинейно искривляется и приобретает форму, близкую к форме эллипса.

При проявлении этого эффекта деформации бетона в околоармированной зоне на участке между трещинами меняют знак от растяжения к сжатию (рисунок 1б). Сдвигающие силы в межсредовой зоне контакта арматуры с бетоном имеют аналогичную картину деформирования на участке между трещинами (рисунок 1в). Качественная картина деформационного эффекта была может быть представлена механической моделью (г) .

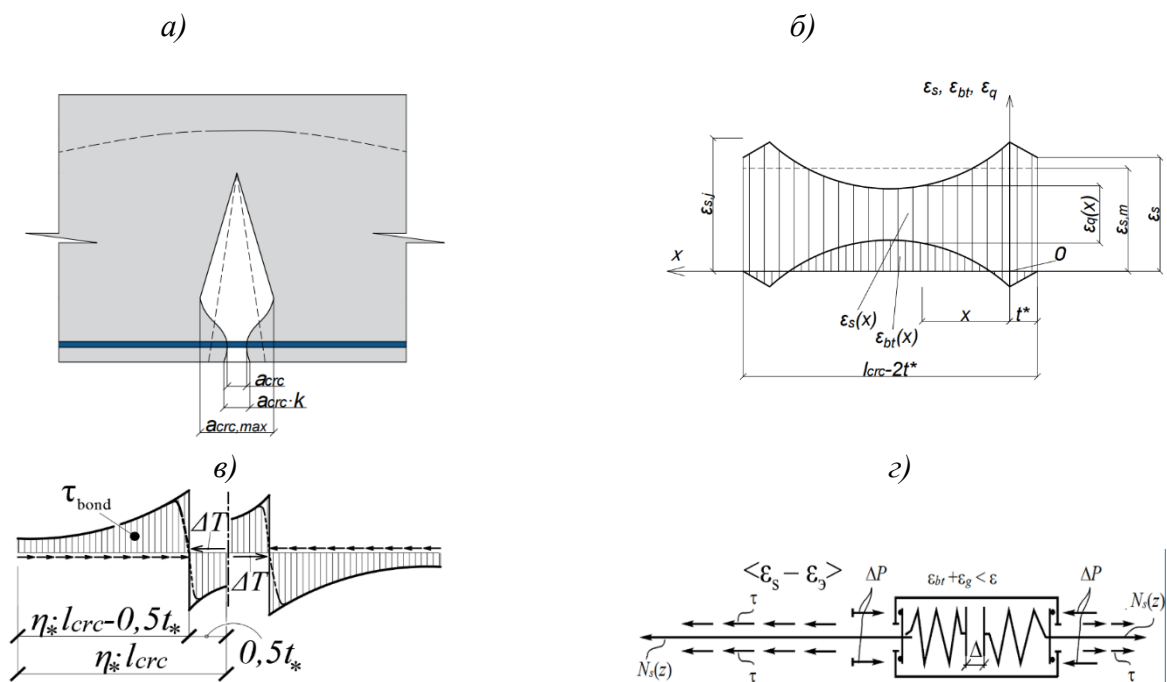


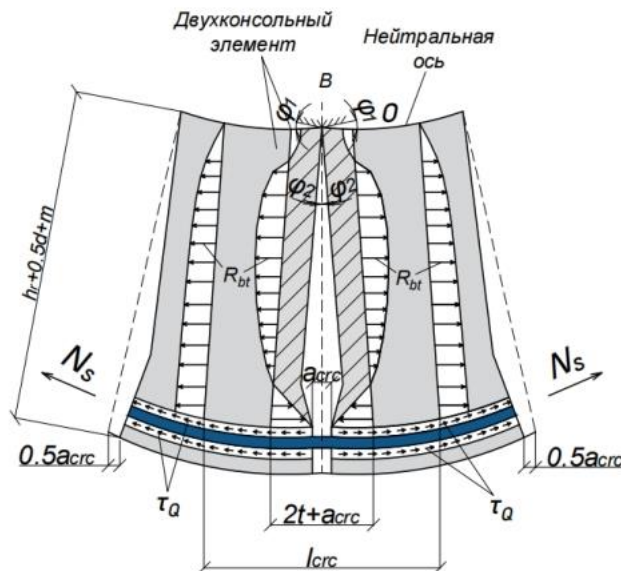
Рисунок 1 – К интерпретации деформационного эффекта железобетона: форма эллипсоидного и треугольного профиля трещин (а); относительные деформации арматуры и растянутого бетона между трещинами по оси арматурного стержня (б); сдвигающие силы в зоне контакта арматурного стержня с бетоном на участке между трещинами (в); механическая модель деформационного эффекта (г)

Рассмотрим приведенные эпюры усилий и деформаций в зоне раскрытия трещины с использованием предложенного для моделирования процесса деформирования

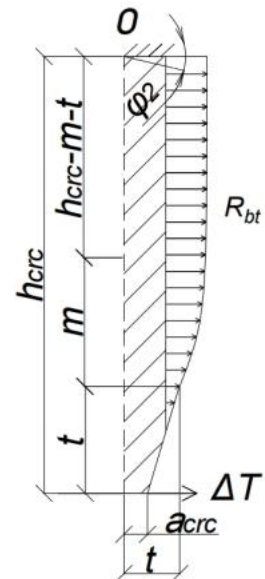
двухконсольном элементом (ДКЭ) (рисунок 2). Модель двухконсольного элемента при напряженном состоянии в изгибаемом элементе в сечении, проходящем по трещине. В зоне пересечения трещины с арматурой включает неизвестные сдвигающие усилия ΔT_i и напряжения $\sigma'_{bt,i}$. В ДКЭ учитываются нелинейный профиль трещины, с минимальным раскрытием на уровне оси растянутой арматуры и увеличением раскрытия по мере удаления от арматурного стержня. В около арматурной зоне, прилегающей к арматурному стержню, вследствие проявления деформационного эффекта, напряженное состояние в бетоне (f_{ctk}) изменяет знак с растяжения на сжатие (см. рисунки 1б и 2). Тогда раскрытие и развитие трещины может быть определено изменением энергии в двух консольном элементе (ДКЭ) используя следующее преобразование функционала механики разрушения:

$$\zeta_{bu} = \lim_{\delta A \rightarrow 0} \left(\frac{\delta W - \delta V}{\delta A} \right) = \frac{dW}{dA} - \frac{dV}{dA} = \left(\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^k f_{P,j,k,\mu}(\varepsilon_i, \sigma_i) - f_{V,\mu}(\varepsilon_i, \sigma_i) \right) \left(P^2 \frac{\partial C}{\partial A} - 2 \cdot C P \frac{\partial P}{\partial A} \right). \quad (1)$$

а)



б)



в)

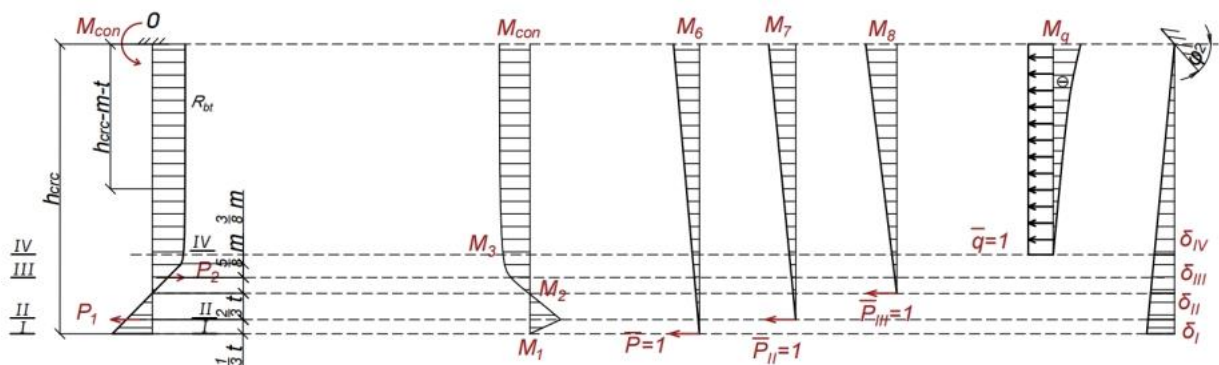


Рисунок 2 - К реализации деформационного эффекта в железобетоне в зависимости от механики разрушения и моделью двухконсольного элемента: а - схема ДКЭ в окрестности трещины, б - к расчету податливости консоли, в - расчетная схема консоли с единичными эпюрами и перемещениями от поворота заделки на угол φ_2

В общем случае длина трещины h_r , определяется из следующего условия механики разрушения:

$$\frac{d\zeta_{bu}}{dh_{crc}} = 0. \quad (2)$$

В уравнениях (1) и (2) приняты следующие обозначения: $\zeta_{b,u}$ - удельная поверхность образования трещины; δV - уменьшение потенциальной энергии тела при продвижении трещины на малое приращение δA ; δW - дополнительная работа, совершаемая над телом при продвижении трещины на малое приращение; δA - на малое приращение площади трещины на малое приращение податливости C и усилий P ($i = om1$ до n) в двухконсольном элементе ДКЭ. $f_{v,u}(\varepsilon_i, \sigma_i)$ - функции деформаций в диаграммы $\varepsilon_i - \sigma_i$ для бетона; $\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^k f_{p,j,k,u}(\varepsilon_i, \sigma_i)$ - суммирование по итерациям k для упругопластической функции от обобщенной нагрузки ($j = 1 - m$, - нагрузки).

Функция удельной поверхности образования трещины ($\zeta_{b,u}$) в общем случае определяется из энергетических соотношений и, учитывая наличие для нее четкого физического смысла и инженерной видимости функционала механики разрушения, может быть непосредственно включена в физическую строительную механику железобетона. С другой стороны, податливость ДКЭ связана с перемещениями всей железобетонной конструкции, а также с ее обобщенной жесткостью, в том числе при наличии в конструкции трещин. Тогда, следуя [14] для определения параметров неизвестных двухконсольного элемента (рисунок 2,б,в): $X_1 = \Delta T$, $X_2 = \Delta T_{crc}$, ... X_n , $P_1 = 0.5 \cdot \sigma'_{bt} \cdot b \cdot t$,

$P_2 = 2 / R_{bt} \cdot b \cdot m$ воспользуемся выражением величины ζ_{bu} , как функции податливости

$$\begin{aligned} \zeta_{cu} = \frac{dW}{dA} - \frac{dV}{dA} = & \left(\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^k f_{p,j,k,u}(\varepsilon_i, \sigma_i) - f_{v,u}(\varepsilon_i, \sigma_i) \right) \left(P^2 \frac{\partial C}{\partial A} - 2 \cdot CP \frac{\partial P}{\partial A} \right) = \left(\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^k f_{p,j,k,u}(\varepsilon_i, \sigma_i) - f_{v,u}(\varepsilon_i, \sigma_i) \right) \cdot \\ & (\Delta T^2 \cdot \frac{\partial C_I}{\partial h_{crc}} + \Delta T_{crc}^2 \cdot \frac{\partial C_{I,crc}}{\partial h_{crc}} + P_1^2 \cdot \frac{\partial C_{II}}{\partial h_{crc}} + P_2^2 \cdot \frac{\partial C_{III}}{\partial h_{crc}} + b^2 R_{bt}^2 \cdot \frac{\partial C_q}{\partial h_{crc}} + M_{con}^2 \cdot \frac{\partial C_0}{\partial h_{crc}} - \\ & - 2C_I \cdot \Delta T \frac{\partial \Delta T}{\partial h_{crc}} - 2C_{I,crc} \cdot \Delta T_{crc} \frac{\partial \Delta T_{crc}}{\partial h_{crc}} - 2C_{II} P_1 \cdot \frac{\partial P_1}{\partial h_{crc}} - 2C_{III} P_2 \cdot \frac{\partial P_2}{\partial h_{crc}} - 2C_0 M_{con} \cdot \frac{\partial M_{con}}{\partial h_{crc}}). \quad (3) \end{aligned}$$

Диаграммы зависимости «силовое воздействие – перемещение» для консоли ДКЭ имеет нелинейный характер, включая даже ниспадающую ветвь. Значение податливости консоли ДКЭ в формуле (3) определяется при использовании в качестве инструментария переходного (трансформационного) ДКЭ, являющегося связующим звеном.

Тогда, для выделенного ДКЭ, находящегося под воздействием усилий, показанных на рисунке 2б выражение (1) для величины ζ_{bu} , как функции податливости определится формулой (3).

Реализация полученной зависимости построенной на комбинации деформационной модели и энергетической механики разрушения. Перемещения Δ в сечениях I-I, II-II и III-III определяются методами строительной механики, используя эпюры, приведенные на рисунке 2в.

Перемещения Δ , связанные с поворотом заделки ДКЭ на угол φ_2 (см. рис.2 б) определяются из следующих геометрических соотношений:

$$\delta_I = \varphi_2 \cdot h_{crc}; \quad (4)$$

$$\delta_{II} = \varphi_2 \cdot \left(h_{crc} - \frac{1}{3}t \right); \quad (5)$$

$$\delta_{III} = \varphi_2 \cdot \left(h_{crc} - t - \frac{5}{8}m \right). \quad (6)$$

Здесь угол φ_2 определяется по углу поворота φ_2 , а угол φ_1 , – по кривизне железобетонного элемента.

Податливость ДКЭ, соответствующая распределенной нагрузке, может быть выражена в виде:

$$C_q = \frac{2 \cdot A_{\Delta q}}{q}, \quad (7)$$

где $q = \frac{b \cdot R_{bt}}{A_{\Delta q}}$ – площадь эпюры перемещений на участке распределенной нагрузки в формуле.

Аналогично находятся и другие параметры податливостями консоли ДКЭ (C_i), выраженные виде функции от неизвестного параметра развития трещины h_{crc} и и производной от этого параметра:

$$C_I = \frac{2 \cdot \Delta_I}{\Delta T}, C_{I,crc} = \frac{2 \cdot \Delta_{I,crc}}{\Delta T_2}, C_{II} = \frac{2 \cdot \Delta_{II}}{-P_1}, C_{III} = \frac{2 \cdot \Delta_{III}}{P_2}, C_0 = \frac{2 \cdot \varphi_2}{M_{con}}.$$

Выполняя дифференцирование выражения для касательного усилия вблизи трещины, после алгебраических преобразований получим замкнутую функциональную зависимость, связывающую касательное усилия вблизи трещины $\Delta T(h_{crc}, \zeta_t, \varepsilon_{q_{1el}}, b, t, \eta_1, \eta_2, \eta_5, \eta_7, \eta_8, \eta_{14}, \eta_{15})$ с длиной ее развития h_{crc} через новую константу удельной поверхности образования трещины бетона ζ_{bu} .

Предложенная деформационная модель (ДКЭ) расчета параметров предельных состояний железобетонных конструкций второй группы, основанная на учете деформационного эффекта достаточно универсальна, и может быть реализована при различных видах напряженного состояния в конструкциях: изгибе, растяжении, сжатии, внецентренном растяжении и внецентренном сжатии, кручении с изгибом.

Алгоритм построения ДКЭ для этих видов напряженного состояния строится аналогичным описанному при изгибе исходя из описанного физического процесса раскрытие берегов трещины: развитие трещины, увеличение ее поверхности при разрушении бетонной матрицы сдерживающая реакция арматурного стержня, пересекающего трещину и рост взаимных относительных смещений арматуры и бетона на участке между смежными трещинами.

Приведенные на рисунке 3 схемы и формы установленных экспериментальными исследованиями [11,17-19] магистральных трещин подтверждают возможность использования ДКЭ для решения задач трещиностойкости и жесткости железобетонных конструкций при таких напряженных состояниях.

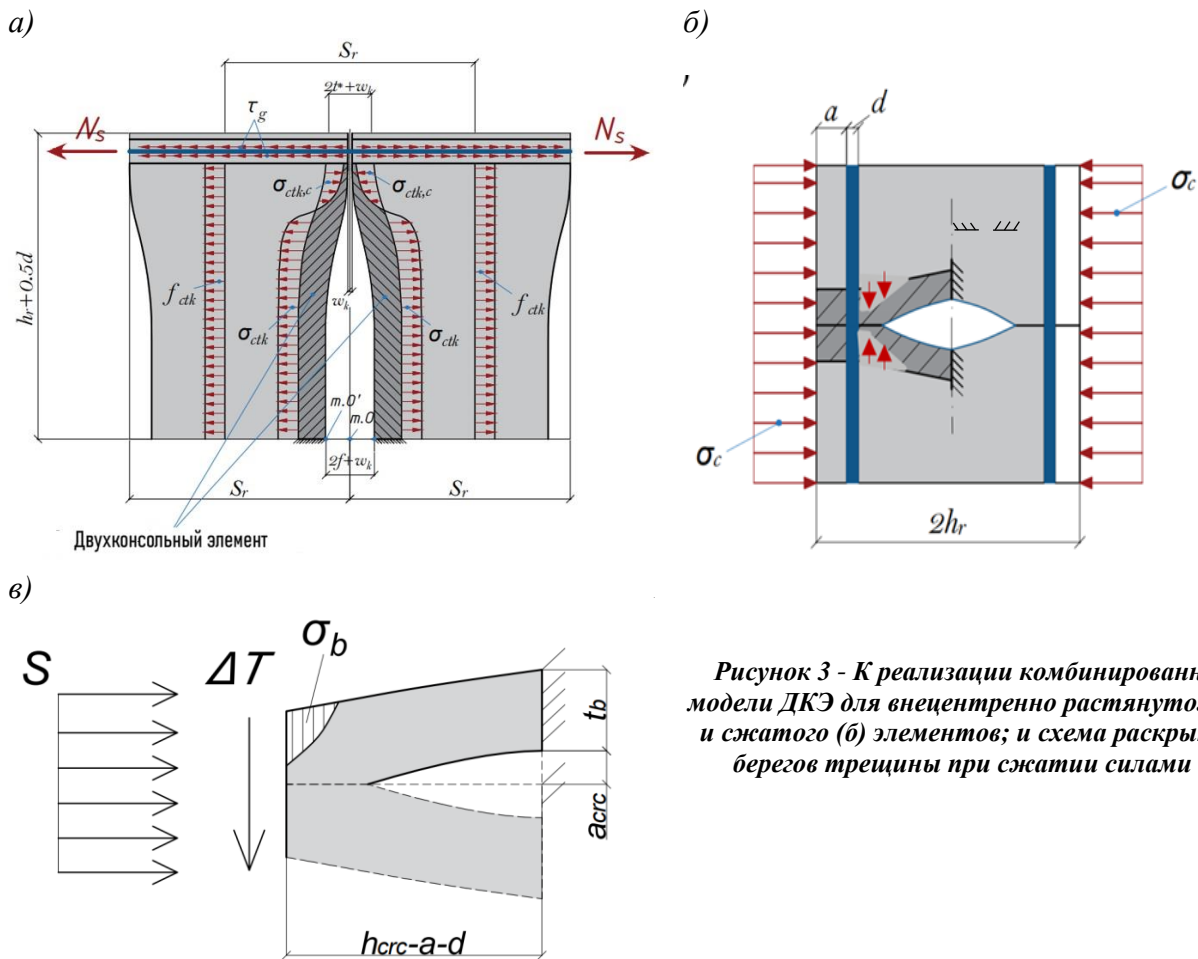


Рисунок 3 - К реализации комбинированной модели ДКЭ для внецентренно растянутого (а) и сжатого (б) элементов; и схема раскрытия берегов трещины при сжатии силами S

Результаты и обсуждение

Можно видеть что представленная комбинированная модель расчета параметров предельных состояний железобетонных конструкций второй группы учитывают ряд важных, установленных экспериментально в последние годы, параметров механики железобетона, таких как: наличие деформационного эффекта в зоне берегов трещины, наличие в конструкции из высокопрочных бетонов не только нерегулярных но и единичных трещин[8,10], сложное напряженное состояние в растянутой зоне конструкции, изменение профиля трещины по ее длине и др. Модель ДКЭ носит достаточно общий характер и объединяет параметры традиционных моделей деформирования железобетона и параметры механики разрушения железобетона, а главное – достаточно строго отражает физические процессы при силовом сопротивлении железобетона. На основе этой модели могут быть получены методики уточненного расчета ширины раскрытия трещин и жесткостей железобетонных конструкций при различных видах напряженного состояния, в том числе при запредельных состояниях для оценки живучести и сейсмостойкости зданий и сооружений при особых и аварийных воздействиях.

Выводы

1.Опираясь на результаты многовариантных экспериментальных исследований железобетонных конструкций ,на основе синтеза традиционных моделей нелинейного деформирования железобетона и механики разрушения построена деформационная модель двухконсольного элемента (ДКЭ) для расчета параметров предельных состояний железобетонных конструкций второй группы позволяющая при определении этих

параметров учитывать важные особенности: наличие в конструкции не только нерегулярных но и единичных трещин, вид напряженного состояния в растянутой зоне конструкции, изменение профиля берегов трещины по ее длине, депланацию сечения в трещине и др.

2. Деформационная модель и ее механическая интерпретация обеспечивает, на энергетической, основе функциональную связь между деформациями бетона и арматуры в сечении с трещиной и со сдвигающими силами в зоне контакта арматурного стержня с бетоном на участках трещинами создавая тем самым единую методологическую основу для моделирования параметров трещиностойкости и жесткости железобетонных конструкций.

3. Анализом полученных расчетных зависимостей модели показано, что деформации бетона в около арматурной зоне меняют знак от растяжения к сжатию и это качественно изменяет всю картину относительных взаимных смещений бетона и арматуры на участках между смежными трещинами принятую в известных деформационных моделях железобетона. о средних деформациях растянутого арматурного стержня, моделях, которые традиционно используются в практике проектирования железобетонных конструкций для определения параметров предельных состояний второй группы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бондаренко В.М., Колчунов Вл.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. М.: Изд-во АСВ, 2004. 472 с.
2. Верюжский Ю.В., Колчунов Вл.И. Методы механики железобетона: учебное пособие. К.: Книжное изд-во НАУ, 2005. 653 с.
3. Голышев А.Б., Колчунов Вл.И. Сопротивление железобетона. К.: Основа, 2009. 432 с.
4. Голышев А.Б., Колчунов Вл.И., Яковенко И.А. Сопротивление железобетонных конструкций, зданий и сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях: монография. К.: Талком, 2015. 371 с.
5. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 410 с.
6. Колчунов Вл.И. Некоторые проблемные задачи современной теории железобетона и их решения // Фундаментальные, поисковые и прикладные исследования РААСН по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной отрасли Российской Федерации в 2021 году. 2022. С. 130–141.
7. Колчунов Вл.И. Метод расчетных моделей сопротивления для железобетона // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2023. Т. 19, № 3. С. 261–275.
8. Колчунов Вл.И. Обобщенные гипотезы депланации линейных и угловых деформаций в железобетонных конструкциях при изгибе с кручением // Научный журнал строительства и архитектуры. 2023. № 1 (69). С. 9–26.
9. Колчунов Вл.И., Михайлов М.М., Демьянов А.И. Статико-динамическое деформирование сжатого бетона в неопределимой железобетонной раме при изгибе с кручением // Известия вузов. Строительство. 2020. № 4. С. 5–21.
10. Колчунов Вл.И., Карпенко С.Н. Жесткость железобетонных конструкций при сложном сопротивлении // Научный журнал строительства и архитектуры. 2022. № 1 (65). С. 11–24.
11. Колчунов Вл.И., Крылов С.Б. Жесткость наклонных железобетонных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2024. № 2. С. 27–32.
12. Колчунов Вл.И., Аль-Хашими О.И., Протченко М.В. Жесткость железобетонных конструкций при изгибе с поперечной и продольной силами // Строительство и реконструкция. 2021. № 6. С. 5–19.
13. Травуш В.И., Карпенко Н.И., Колчунов Вл.И. и др. Результаты экспериментальных исследований конструкций квадратного и коробчатого сечений из высокопрочного бетона при кручении с изгибом // Строительство и реконструкция. 2018. № 6 (80). С. 32–43.
14. Demyanov A., Kolchunov V.I. The dynamic loading in longitudinal and transverse reinforcement at instant emergence of the spatial crack in reinforced concrete element under the action of a torsion with bending // Journal of Applied Engineering Science. 2017. Vol. 15, № 3. Art. 456. P. 375–380. DOI: 10.5937/jaes15-14663.
15. Fedorov V.S., Kolchunov V.I., Pokusaev A.A., Naumov N.V. Calculation models of deformation of reinforced concrete constructions with spatial cracks // Russian Journal of Building Construction and Architecture. 2020. № 3 (47). P. 6–26. DOI: 10.36622/VSTU.2020.47.3.001.
16. Karpenko N.I., Kolchunov V.I., Travush V.I. Calculation model of a complex stress reinforced concrete element of a boxed section during torsion with bending // Russian Journal of Building Construction and Architecture. 2021. № 3 (51). P. 7–26. DOI: 10.36622/VSTU.2021.51.3.001.
17. Kolchunov V. The Effect of Reinforced Concrete for Crack Resistance and Rigidity Based on Mechanics of Fracture Under Bending // Modern Problems in Construction. 2021. LNCE. Vol. 287. P. 79–97. DOI: 10.1007/978-3-031-12703-8_7.
18. Kolchunov V. Experimental Investigation of RC Frame with Sway Columns Under Corner Column Removal Scenario // Modern Problems in Construction. 2022. LNCE. Vol. 372. P. 291–313. DOI: 10.1007/978-3-031-36723-6_18.

19. Iakovenko I., Kolchunov V.I. The development of fracture mechanics hypotheses applicable to the calculation of reinforced concrete structures for the second group of limit states // *Journal of Applied Engineering Science*. 2017. Vol. 15, № 3. Art. 455. P. 366–375. DOI: 10.5937/jaes15-14662.
20. Kolchunov V.I., Demyanov A., Naumov N. Analysis of the “nagel effect” in reinforced concrete structures under torsion with bending // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2020. Vol. 953. Art. 012052. DOI: 10.1088/1757-899X/953/1/012052.
21. Kolchunov V.I., Fedorov V.S. Conceptual Hierarchy of Models in the Theory of Resistance of Building Structures // *Industrial and Civil Engineering*. 2020. № 8. P. 16–23. DOI: 10.33622/0869-7019.2020.08.16-23.
22. Kolchunov V.I., Demyanov A.I. The modeling method of discrete cracks and rigidity in reinforced concrete // *Magazine of Civil Engineering*. 2019. № 88 (4). P. 60–69.
23. Kolchunov V.I., Smirnov B., Naumov N. Physical essence of the “nagel effect” for main reinforcement in an inclined crack of reinforced concrete structures // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2020. Vol. 896. Art. 012055. DOI: 10.1088/1757-899X/896/1/012055.
24. Fu Q.-L., Tan L., Long B., Kang S.-B. Numerical Investigations of Progressive Collapse Behaviour of Multi-Storey Reinforced Concrete Frames // *Buildings*. 2023. Vol. 13, № 2. Art. 533. DOI: 10.3390/buildings13020533.
25. Classen M. Shear Crack Propagation Theory (SCPT)–The mechanical solution to the riddle of shear in RC members without shear reinforcement // *Engineering Structures*. 2020. Vol. 210.
26. Kaklauskas G., Sokolov A., Sakalauskas K. Strain compliance crack model for RC beams: primary versus secondary cracks // *Engineering Structures*. 2023. Vol. 281. Art. 115770.
27. Dey A., Valiukas D., Jakubovskis R. et al. Experimental and numerical investigation of bond-slip behavior of high-strength reinforced concrete at service load // *Materials*. 2022. Vol. 15, № 1. Art. 293. DOI: 10.3390/ma15010293.
28. Faron A., Rombach G.A. Simulation of crack growth in reinforced concrete beams using extended finite element method // *Engineering Failure Analysis*. 2020. Vol. 116. Art. 104698.
29. Thomas F.G. Cracking in reinforced concrete // *The Structural Engineer*. 1936. Vol. 14, № 7. P. 298–320.

REFERENCES

1. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. *Calculation Models of Strength Resistance of Reinforced Concrete*. Moscow: ASV Publishing, 2004. 472 p.
2. Veriuzhsky Yu.V., Kolchunov V.I. *Methods of Reinforced Concrete Mechanics: Textbook*. Kyiv: NAU Book Publishing, 2005. 653 p.
3. Golyshev A.B., Kolchunov V.I. *Resistance of Reinforced Concrete*. Kyiv: Osnova, 2009. 432 p.
4. Golyshev A.B., Kolchunov V.I., Yakovenko I.A. *Resistance of Reinforced Concrete Structures, Buildings, and Facilities Constructed in Complex Engineering-Geological Conditions: Monograph*. Kyiv: Talkom, 2015. 371 p.
5. Karpenko N.I. *General Models of Reinforced Concrete Mechanics*. Moscow: Stroyizdat, 1996. 410 p.
6. Kolchunov V.I. Some problematic tasks of modern reinforced concrete theory and their solutions. In: *Fundamental, Exploratory, and Applied Research by RAACS on Scientific Support for the Development of Architecture, Urban Planning, and the Construction Industry of the Russian Federation in 2021*. 2022. P. 130–141.
7. Kolchunov V.I. Method of calculation models of resistance for reinforced concrete. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2023. Vol. 19, No. 3. P. 261–275.
8. Kolchunov V.I. Generalized hypotheses of depplanation of linear and angular deformations in reinforced concrete structures under bending with torsion. *Scientific Journal of Construction and Architecture*. 2023. No. 1 (69). P. 9–26.
9. Kolchunov V.I., Mikhailov M.M., Demyanov A.I. Static-dynamic deformation of compressed concrete in a statically indeterminate reinforced concrete frame under bending with torsion. *News of Higher Educational Institutions. Construction*. 2020. No. 4. P. 5–21.
10. Kolchunov V.I., Karpenko S.N. Stiffness of reinforced concrete structures under complex resistance. *Scientific Journal of Construction and Architecture*. 2022. No. 1 (65). P. 11–24.
11. Kolchunov V.I., Krylov S.B. Stiffness of inclined reinforced concrete structures. *Industrial and Civil Construction*. 2024. No. 2. P. 27–32.
12. Kolchunov V.I., Al-Hashimi O.I., Protchenko M.V. Stiffness of reinforced concrete structures under bending with transverse and longitudinal forces. *Construction and Reconstruction*. 2021. No. 6. P. 5–19.
13. Travush V.I., Karpenko N.I., Kolchunov V.I. et al. Results of experimental studies of square and box-section structures made of high-strength concrete under torsion with bending. *Construction and Reconstruction*. 2018. No. 6 (80). P. 32–43.
14. Demyanov A., Kolchunov V.I. The dynamic loading in longitudinal and transverse reinforcement at instant emergence of the spatial crack in reinforced concrete element under the action of a torsion with bending. *Journal of Applied Engineering Science*. 2017. Vol. 15, No. 3. Art. 456. P. 375–380. DOI: 10.5937/jaes15-14663.

15. Fedorov V.S., Kolchunov V.I., Pokusaev A.A., Naumov N.V. Calculation models of deformation of reinforced concrete constructions with spatial cracks. *Russian Journal of Building Construction and Architecture*. 2020. No. 3 (47). P. 6–26. DOI: 10.36622/VSTU.2020.47.3.001.
16. Karpenko N.I., Kolchunov V.I., Travush V.I. Calculation model of a complex stress reinforced concrete element of a boxed section during torsion with bending. *Russian Journal of Building Construction and Architecture*. 2021. No. 3 (51). P. 7–26. DOI: 10.36622/VSTU.2021.51.3.001.
17. Kolchunov V. The Effect of Reinforced Concrete for Crack Resistance and Rigidity Based on Mechanics of Fracture Under Bending. *Modern Problems in Construction*. 2021. LNCE. Vol. 287. P. 79–97. DOI: 10.1007/978-3-031-12703-8_7.
18. Kolchunov V. Experimental Investigation of RC Frame with Sway Columns Under Corner Column Removal Scenario. *Modern Problems in Construction*. 2022. LNCE. Vol. 372. P. 291–313. DOI: 10.1007/978-3-031-36723-6_18.
19. Iakovenko I., Kolchunov V.I. The development of fracture mechanics hypotheses applicable to the calculation of reinforced concrete structures for the second group of limit states. *Journal of Applied Engineering Science*. 2017. Vol. 15, No. 3. Art. 455. P. 366–375. DOI: 10.5937/jaes15-14662.
20. Kolchunov V.I., Demyanov A., Naumov N. Analysis of the “nagel effect” in reinforced concrete structures under torsion with bending. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2020. Vol. 953. Art. 012052. DOI: 10.1088/1757-899X/953/1/012052.
21. Kolchunov V.I., Fedorov V.S. Conceptual Hierarchy of Models in the Theory of Resistance of Building Structures. *Industrial and Civil Engineering*. 2020. No. 8. P. 16–23. DOI: 10.33622/0869-7019.2020.08.16-23.
22. Kolchunov V.I., Demyanov A.I. The modeling method of discrete cracks and rigidity in reinforced concrete. *Magazine of Civil Engineering*. 2019. No. 88 (4). P. 60–69.
23. Kolchunov V.I., Smirnov B., Naumov N. Physical essence of the “nagel effect” for main reinforcement in an inclined crack of reinforced concrete structures. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2020. Vol. 896. Art. 012055. DOI: 10.1088/1757-899X/896/1/012055.
24. Fu Q.-L., Tan L., Long B., Kang S.-B. Numerical Investigations of Progressive Collapse Behaviour of Multi-Storey Reinforced Concrete Frames. *Buildings*. 2023. Vol. 13, No. 2. Art. 533. DOI: 10.3390/buildings13020533.
25. Classen M. Shear Crack Propagation Theory (SCPT)—The mechanical solution to the riddle of shear in RC members without shear reinforcement. *Engineering Structures*. 2020. Vol. 210.
26. Kaklauskas G., Sokolov A., Sakalauskas K. Strain compliance crack model for RC beams: primary versus secondary cracks. *Engineering Structures*. 2023. Vol. 281. Art. 115770.
27. Dey A., Valiukas D., Jakubovskis R. et al. Experimental and numerical investigation of bond-slip behavior of high-strength reinforced concrete at service load. *Materials*. 2022. Vol. 15, No. 1. Art. 293. DOI: 10.3390/ma15010293.
28. Faron A., Rombach G.A. Simulation of crack growth in reinforced concrete beams using extended finite element method. *Engineering Failure Analysis*. 2020. Vol. 116. Art. 104698.
29. Thomas F.G. Cracking in reinforced concrete. *The Structural Engineer*. 1936. Vol. 14, No. 7. P. 298–320.

Информация об авторе:

Колчунов Владимир Иванович

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,

Член-корреспондент РААСН, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры инженерной графики и компьютерного моделирования.

Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук (НИИСФ РААСН), г. Москва, Россия

Главный научный сотрудник

E-mail: vlik52@mail.ru

Information about author:

Kolchunov Vladimir Iv.

Moscow State University of Civil Engineering (NIU MGSU), Moscow, Russia,

Corresponding Member of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, doctor of technical sciences, professor, professor of the Department of Engineering Graphics and Computer Modeling.

Scientific Research Institute of Construction Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russia, chief researcher

E-mail: vlik52@mail.ru

С.Н. КРИВОШАПКО¹¹ФГАОУ ВО «Российский университет дружбы народов», г. Москва

СТЕРЖНЕВЫЕ И СЕТЧАТЫЕ ОБОЛОЧЕЧНЫЕ СТРУКТУРЫ В XXI-м ВЕКЕ

Аннотация. Основой для создания структурных конструкций является структурно организованное пространство. В статье приводится классификация структурных конструкций по типу геометрических систем, лежащих в их основе и по назначению стержневых оболочечных систем. Кратко описывается история возникновения структурных конструкций, начало которой было положено возведением Эйфелевой башни в Париже в 1889 году или ещё раньше, когда началось изготовление в промышленном масштабе прокатных профилей в 1867 году. На конкретных примерах показывается, что сетчатые оболочечные структуры в последние годы применяют чаще, чем железобетонные тонкостенные оболочки. Особое внимание в статье уделяется стержневым, сетчатым и сетчато-стержневым оболочечным структурам, построенным за последние 25 лет. Показывается, что стержневые и сетчатые оболочечные структуры построены за это время почти во всех странах, за исключением единичных регионов мира. Дается краткая информация по прочностному расчету стержневых и сетчатых оболочечных структур, их геометрии и материалу. В настоящее время идут интенсивные исследования этих структур в разных направлениях. Основные направления исследований направлены на уточнение методов прочностного расчета, на формирование оптимальных ячеек и поиск новых материалов стержней.

Ключевые слова: стержневая пространственная структура, сетчатая пространственная структура, ребристо-кольцевой купол, сетчатый металлический купол; типы стержневых структур, классификация стержневых оболочечных структур

S.N. KRIVOSHAPKO¹¹«The Peoples' Friendship University of Russia», Moscow

GRID AND RETICULATED SHELL STRUCTURES IN THE 21ST CENTURY

Abstract. Structurally organized space is the base for creation of structural design. In a paper, classification of structural erections on geometrical systems, lying in their base, and on purpose of grid shell systems. The history of the appearance of structural erections, the beginning of which was put by the erection of the Eiffel tower in Paris in 1889, is described briefly. Maybe it was earlier, when manufacturing of rolled products began in industrial scale in 1867. It is shown on concrete examples that net shell structures are used at the last years more often than reinforces concrete thin-walled shells. Special attention is given to grid, net, and net-and grid shell structures that were erected at the last 25 years. It is shown that at this time, grid and net shell structures were erected almost in all country except for single regions of the World. Brief information is presented on stress analysis of grid and net shell structures, their geometry, and materials. Now, intensive research of these structures in different directions are carried out. The main directions of research are directed at more accurate definition to the methods of strength analysis, to formation of optimal meshes, and to discovery of grid materials and covering materials.

Key words: space grid structure, net space structure, curvilinear structural system, rib-and-ring dome, net metal dome, types of grid structures, classification of grid shell structures.

Введение

Очевидно, что в XXI веке интерес к проектированию и строительству зданий и сооружений криволинейных форм (рис. 1а), большепролетных тонких оболочек (рис. 1б), сетчатых и стержневых оболочечных структур (рис. 1в) значительно увеличился. Некоторые архитекторы выделяют начало XXI-го века в отдельный третий этап развития архитектуры, расчета на прочность и применения криволинейных оболочечных структур [1]

© Кривошапко С.Н., 2025

Изучая виды оболочечных структур и оболочек, можно заметить, что в рассматриваемый период времени были возведены все девять типов пространственных криволинейных структур и оболочек [2]. Однако, в отличие от «золотого века» оболочек (1920–1965 гг.), когда предпочтение отдавалось тонким железобетонным оболочкам [3], в XXI-м веке проектировались и строились, в основном, сетчатые и стержневые оболочечные



Рисунок 1 – Сооружения и здания криволинейных форм, построенные в начале XXI-го века
 а) Коммерческий банк Маврикия, 2010 г.; б) «Купольный дом XXI-го века из пенопласта объединения «BASKEY»; в) Спортивно – оздоровительный центр «Динамо», Москва, июль 2006 г.

структуры. Это стало заметным явлением уже в 2014 году [4]. Только подземные тоннели, трубопроводы и специальные сооружения (рис. 2) продолжали строить из железобетона или применялись чугунные тубинги. Использование пространственно-стержневых конструкций неканонической формы не является суперновой технологией. Их применение имеет полувековую историю. Применение сетчатых цилиндрических сводов началось с 1896 г. Чуть позже появились сетчатые сферические металлические и деревянные купола. Совершенствование и широкое внедрение ЭВМ дало новый толчок строительству и проектированию стержневых оболочечных конструкций.



Рисунок 2 – Гидротехнический водовод

Однако ни все архитекторы поддерживают тренд в архитектуре по расширенному применению в строительстве криволинейных форм. Так И.А. Бондаренко [5] считает, «что нельзя скатываться к популизму. Необходимо во всём соблюдать чувство меры. Слишком поощряется индивидуализм и гипертрофированная «прорывная» – творческая креативность. ... Это приводит к тому, что за профессиональное достижение может выдаваться нечто несостоятельное, за архитектурную новацию – бессмысленное дизайнерское оригинальничание». Е.В. Ермоленко [6] из МАРХИ (Москва) отмечает: «...постмодернизм, деконструктивизм, параметрическая архитектура перенасытили пространство жизни человека, возник стилевой кризис».

Аварии, произошедшие со стержневыми объектами в последнее время, не прибавили популярности большепролетным оболочечным сооружениям [7, 8].

Но есть архитекторы, которые поддерживают расширенное применение криволинейных структур, считая это шагом вперед в строительстве промышленных и общественных зданий [9, 10]. Производство пространственных конструкций является достаточно трудоемким, требующим профессионального подхода, грамотного проектирования и тщательного монтажа.

Метод

1. Виды стержневых и сетчатых оболочечных структур

Сетчатая оболочка – несущая строительная конструкция, очерченная по выбранной поверхности, и состоящая из коротких жестких прямых стержней, соединенных в однотипных узлах. Используются *сетчатые оболочки-покрытия*, *сетчатые оболочки-башины* и сложные

сетчатые оболочки, имеющие форму неаналитических поверхностей. С помощью сетчатых оболочек, содержащих большое число ячеек, перекрывают большие площади. Характерная черта сетчатых оболочек – отсутствие несущих конструкций в виде колонн, балок, перекрытий. Рассчитывают сетчатые оболочки с помощью уравнений теории оболочек. Сетчатые оболочки чаще применяют в промышленном строительстве для перекрытия 30–40-метровых пролетов. Для покрытия (обшивки) сетчатых купольных конструкций применяют мембранные материалы, стальные листовые материалы, вырезанные в виде треугольников или остекление.

Стержневые пространственные структуры — это геометрически неизменяемые стержневые системы, состоящие из закономерно расположенных коротких прямых стержней, образующих трехмерную конструкцию. *Стержневые оболочечные структуры* имеют форму криволинейных поверхностей. Рассчитывают стержневые оболочечные структуры по формулам строительной механики стержневых систем. Известны стержневые структуры, выполненные из стали, алюминия, бамбука, дерева и композитов.

Структурами или структурными конструкциями называют пространственные стержневые системы, образованные стержнями, соединяющимися в узлах и расположенными в пространстве в строгом геометрическом порядке. Структурные конструкции – это регулярные множества отдельных геометрически неизменяемых ячеек в виде правильных многогранников.

Первая стержневая пространственная мачтовая структура была возведена в Париже Г. Эйфелем в 1889 году для Всемирной выставки. В.Г Шухов первый запроектировал и построил стержневую конструкцию в форме однополостного гиперboloида вращения. Патент на «Ажурную башню» был ему выдан в январе 1896 г. Первенство в строительстве стальных сетчатых конструкций принадлежит С. Катлеру (S. Cutler), построившему стальные сетчатые оболочки газгольдеров в 1888 г. Сетчатая конструкция свода запатентована П.Л. Нерви и осуществлена им в двух агарах Орвието в 1936 г. Ал. Гр. Белл получил несколько патентов на пространственные стержневые структуры и построил в Канаде первую стальную трубчатую структуру (наблюдательная вышка) в 1907 г.

Классификация структурных стержневых конструкций производилась по типу геометрических систем, лежащих в их основе, по типу типовой или авторской конструктивной системы, по типу узловых элементов, по характеру работы структур, по материалу стержней, по их поперечным сечениям. К.Н. Душкевич [11] предлагает упрощенную классификацию стержневых оболочечных структур по объемно-пространственному типу, содержащую три типа общественных зданий: оболочка как покрытие, оболочка как покрытие части здания и оболочка как здание. Он полагает, что такая классификация будет полезна для архитекторов, затрагивая вопросы как проектирования конструкций, так и их формообразования.

Далее будут рассмотрены только две классификации стержневых оболочечных структур. Некоторые сведения о видах стержневых и сетчатых оболочечных структур с большим числом иллюстраций приведены в статье [4]. Дополним сведения, содержащиеся в этой статье новыми материалами, а результат оформим в описание двух групп сооружений. Первая группа содержит классификацию стержневых оболочечных структур по конструктивно-геометрическим признакам, а вторая – по назначению стержневых оболочечных структур.

1.1. Классификация стержневых оболочечных структур по конструктивно-геометрическим признакам

1.1.1. Двумерные (однослойные) стержневые структуры:

- структуры с линейной срединной поверхностью (рис. 3) [12],
- структуры, полученные путем аппроксимации аналитических поверхностей с $K \neq 0$ (рис. 4а),

- структуры из блоков одного типоразмера (паркетированные структуры) (рис. 4б),
- стержневые структуры произвольной формы (рис. 4в).

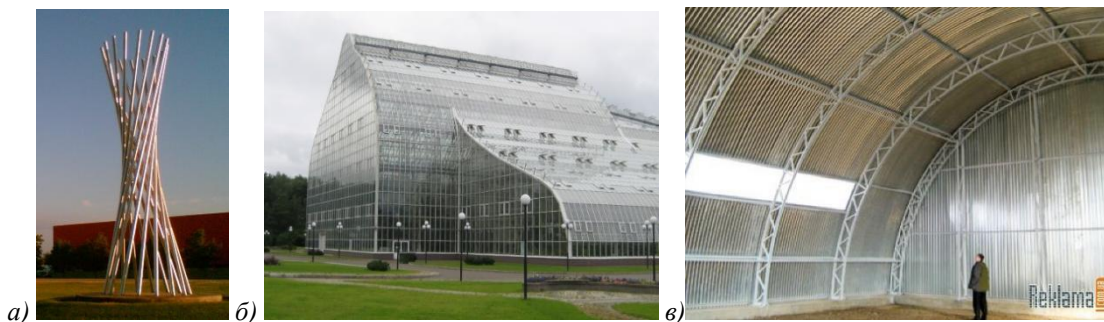


Рисунок 3 – Однослойные стержневые структуры с линейной срединной поверхностью
а) памятный символ Национальной ускорительной лаборатории им. Э. Ферми, США



Рисунок 4 – Однослойные стержневые структуры
а) «Балтийская жемчужина», <http://www.cih.ru/j2/395.html>; б) вокзал в Лиссабоне, Португалия;
в) мост через реку Куру, Тбилиси, Грузия.

1.1.2. Трехмерные (пространственные) стержневые структуры

Помимо рассмотренных выше двумерных стержневых структур, очерченных по заданным поверхностям, намного шире применяются трехмерные пространственные стержневые структуры в виде оболочек, многогранников, пластин. Эти пространственно-стержневые структуры с легкостью перекрывают большие пролеты и площади при незначительном весе.

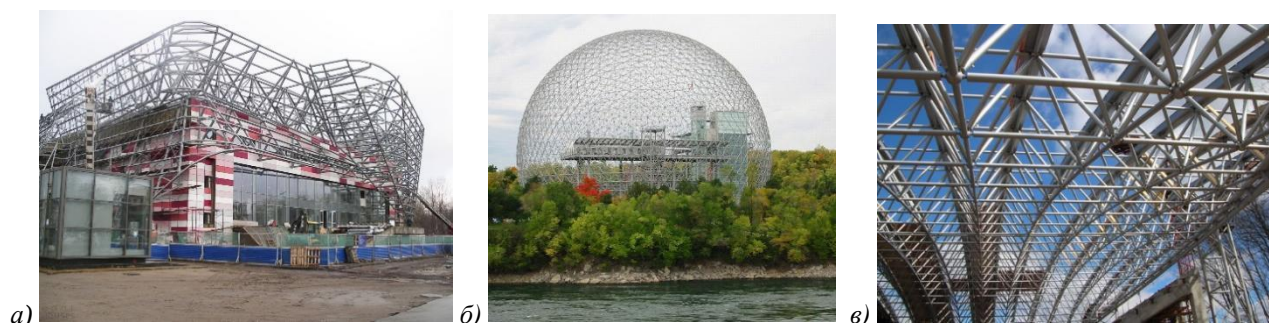


Рисунок 5 – Трехмерные (пространственные) стержневые структуры
а) несущий металлический каркас при реконструкции кинотеатра «Гавана» под Московский молодежный центр «Планета КВН», Москва, 2013 г., Atrium Studio [coolhouses.ru]; б) «Биосфера» Фуллера; в) структурные конструкции системы «БрГТУ».

К трехмерным пространственным стержневым структурам относятся:

- криволинейные структурные системы из прямых стержней (рис. 5а),
- стержневые оболочечные трехмерные структуры из перекрещивающихся ферм из металлических труб или прокатных профилей, обтянутые архитектурным текстилем,

- трехслойная криволинейная структура, верхние и нижние слои которой выполняются из листового металла, а внутренний слой представляет собой стержневое заполнение (покрытие театра оперы и балета, Севастополь, деконструктивизм, концепция формы утверждена 7.12.2018),
- регулярные пространственные стержневые системы Р.Б. Фуллера (геодезические купола) (рис. 5б),
- именные пространственные стержневые системы К. Ваксмана (ФРГ) Ст. Дю-Шато (Франция), системы «Триодетик» (Канада), структурные конструкции системы «БрГТУ» (Белоруссия) (рис. 5в) и др. [13].

1.1.3. Металлические уникальные большепролетные сооружения с пролетами более 60 м



Рисунок 6 – Металлический уникальный большепролетный свод, ОАО «ГИПРОНИИАВИАПРОМ»

ЦНИИСК им. Кучеренко предложил выделить в отдельную группу металлические уникальные большепролетные сооружения, к которым следует относить объекты, имеющие пролеты более 60 м при принципиально новых конструктивных решениях (рис. 6), требующих разработки специальных методов расчета, экспериментального исследования и т. п., а также объекты пролетом более 100 м при конструктивных решениях, успешно опробованных в практике проектирования, строительства и эксплуатации.

1.1.4. Ребристые, ребристо-кольцевые и сетчатые металлические купола

Ребристые, ребристо-кольцевые и сетчатые металлические купола можно с некоторым допуском отнести к стержневым и сетчатым структурам [14]. Ребристо-кольцевые купола являются наиболее рациональной конструктивной формой [15]. У сетчатых куполов каркас образует пространственную стержневую систему с треугольными ячейками. Сетчатые оболочки эффективны для строительства в районах с сейсмичностью до 9 баллов [14].

Металлические каркасы большинства типов куполов не полностью подходят под определение стержневых или сетчатых оболочечных структур, так как последние, согласно определению, должны состоять из коротких прямых стержней, объединенных в жесткую плоскую или пространственную структуру. В некоторых статьях стержневые купола включают как подгруппу в группу «1.1.2. Трехмерные (пространственные) стержневые структуры».

1.1.5. Стержневые структуры на основе принципов бионического формообразования

Природообразные формы стержневых структур, в частности, ветвящиеся конструктивные системы часто используются в странах Юго-Восточной Азии и Японии. Несколько конкретных примеров будут рассмотрены в разделе 2.

1.2. Классификация стержневых оболочечных структур по назначению

Стержневые пространственные конструкции стали сооружаться в самом конце XIX века и тогда же возникла потребность в их классификации по назначению. Некоторые проектировщики отмечают, что до настоящего времени не устоялась терминология, определяющая группы стержневых систем по назначению, поэтому предложенная ниже

классификация является одним из вариантов разделения оболочечных стержневых структур по назначению:

- несущие стержневые оболочечные структуры (описание 21 проекта с применением металлических сетчатых оболочковых структур, реализованных в 2002–2017 годах, приводится в статье [16] с 95 наименованиями использованной литературы),
- стержневые структуры как декоративное оформление к основному сооружению (рис. 7а, б),
- стержневые объекты малой архитектуры (рис. 7в),
- вспомогательные стержневые структуры как часть основного сооружения, рис. 7г (несколько примеров зданий криволинейной формы, содержащих фрагменты стержневых оболочек, фрагментарно участвующих в формообразовании основного сооружения, построенных в 2000–2013 годах, приведены в статье [11],
- стержневые мачты, вышки, опоры ЛЭП.

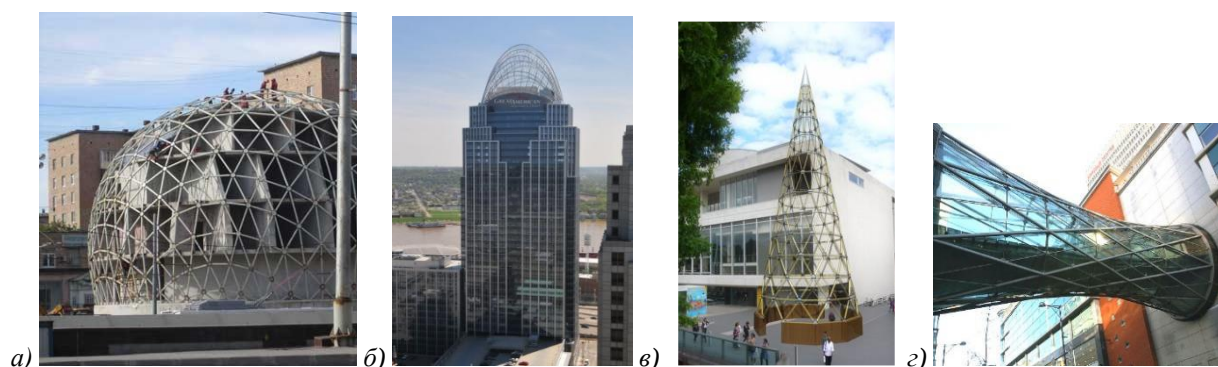


Рисунок 7 – Классификация стержневых структур по назначению

а) главный диспетчерский пункт, Ленинградское шоссе, Москва; б) здание в 41 этаж в г. Цинциннати, США, 2011 год, увенчано стальной короной из 51 арки [4]; в) 22-х метровая коническая стержневая структура [www.designboom.com]; г) пешеходный переход, Манчестер, Англия [triptonkosti.ru], 1999 г.

1.3. Правила проектирования металлических пространственных покрытий

В Российской Федерации существуют правила проектирования металлических пространственных покрытий [17], утвержденные Минстроем России, в которых, в частности, отмечается следующее.

Пространственные стержневые конструкции из коротких прямых металлических стержней подразделяются на три основные группы: стержневые плиты, цилиндрические оболочки и сетчатые оболочки двойной кривизны, в том числе купола. Стержневые элементы следует изготавливать из открытых прокатных или замкнутых профилей.

Цилиндрические оболочки следует использовать в однослойных покрытиях пролетом до 30 м, в двухслойных – до 80 м.

Расчеты на прочность выполнять методом конечных элементов.

Однослойный купол следует выполнять из прокатных или сварных профилей двутаврового сечения. Двухслойный купол проектировать в виде ферм с параллельными поясами из круглых или прямоугольных труб.

2. Стержневые и сетчатые оболочечные структуры XXI-го века

Как сказано ранее в предлагаемой статье в работе [4] дано описание большого числа стержневых, сетчатых, сетчато-стержневых оболочечных структур, построенных в первое десятилетие XXI-го века. Эти структуры не будут дублироваться повторно, а будут рассмотрены только не указанные в статье [4].



Рисунок 8 – Простейшие стержневые структуры из одиночных стержней (Москва)

Обзор стержневых оболочечных структур, начнем с наиболее простых структур, совпадающих по форме с алгебраическими поверхностями второго порядка. Например, на рис. 8 представлены стержневые структуры, совпадающие по форме с однополостным гиперboloидом вращения (рис. 8а, 2014 г.), сферической поверхностью (рис. 8б), конусом (рис. 8в)

Следующими арочно-стержневыми структурами по сложности возведения будем считать структуры из арок, накрываемые водонепроницаемым тканевым материалом (рис. 9а), пленкой (рис. 9б) или пластмассовыми тонкими полупрозрачными (рис. 9в) или прозрачными листами.



Рисунок 9 – Арочно-стержневые структуры из систем арок
(а, в - Московская обл. и б – Азербайджан [vipsport.az])

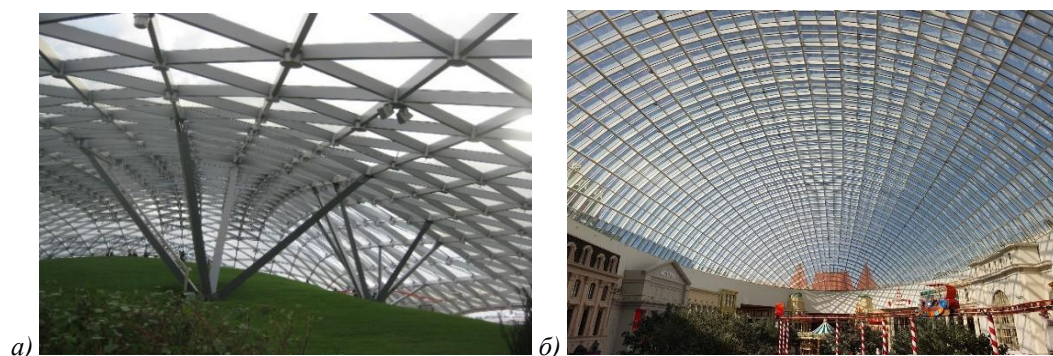


Рисунок 10 – Однослойная стержневая структура произвольной формы (а) и сетчатая структура покрытия (б) в Москве

а) «Стеклянная кора», Зарядье, 2014–2017 гг.; б) парк «Остров мечты», 2016–2020 гг.

В Москве наиболее известными однослойными стержневыми или сетчатыми оболочечными структурами являются «Стеклянная кора», Зарядье, Москва (рис. 10а) и самый большой в Европе стеклянный купол в парке «Остров мечты», Москва (рис. 10б). Несколько сетчатых и стержневых оболочечных структур, возведенных в Москве и в Московской области, представлены на рис. 3б; 5а; 7а; 8, 9а, в. В Москве, как и во всех экономически развитых странах, остекление оболочек получает широкое применение.



Рисунок 11 – Несущая ребристо-кольцевая стержневая структура (а) и трехслойная криволинейная структура с внутренним стержневым заполнением (б, в), Москва

а) ребристо-кольцевая стержневая структура спортивно – оздоровительного центра «Динамо»; б) стержневой каркас ледового Дворца "Синяя птица", в) законченная трехслойная криволинейная структура с внутренним стержневым заполнением ледового Дворца "Синяя птица", 2014 г.

Такое покрытие наиболее привлекательно с архитектурной и эстетической точек зрения, однако использование стекла в качестве ограждающей конструкции всегда приводит к удорожанию и увеличению металлоемкости вследствие уменьшения допусков перемещений элементов конструкции и осадки.

Спортивно – оздоровительный центр «Динамо», Москва, строительство которого закончено в июле 2006 г., содержит оси несущих 32-х ребер-полуарок на сферической поверхности с радиусом 53,8 м. Ребра-полуарки «жестко» присоединены к нижнему кольцу диаметром 72 м и верхнему кольцу диаметром 8,6 м (рис. 1в и рис. 11а). На рис. 11б,в показан ледовый Дворец "Синяя птица" в процессе строительства (рис. 11б) и в законченном виде (рис. 11в).

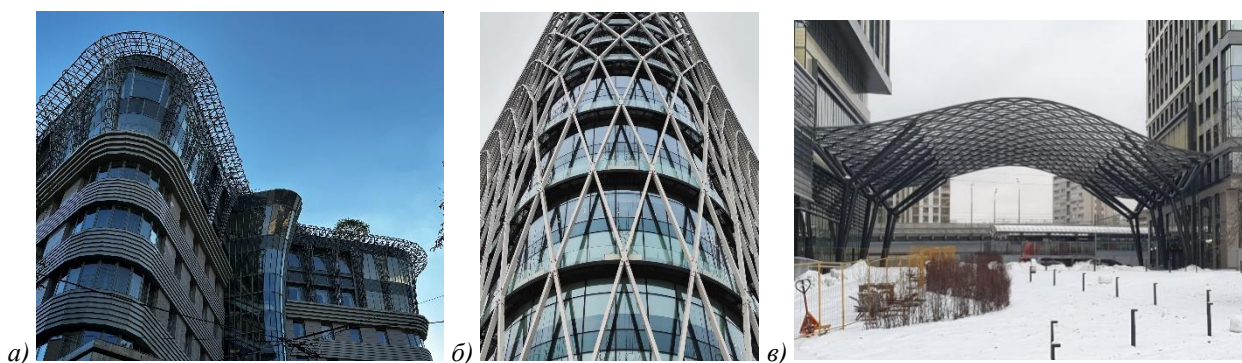


Рисунок 12 – Декоративное оформление стержневыми конструкциями зданий в г. Москве

а) стержневая структура как декоративное оформление карниза жилого дома; б) декоративное оформление наружных стен бизнес-центра «Земельный» металлическими балками, покрашенными в белый цвет, арх. Ю. Борисов, 2020 г. [prorus.ru]; в) вспомогательная стержневая структура с линейной срединной поверхностью.

В Москве используются еще два типа стержневых структур (рис. 12).

Ряд представленных выше стержневых и сетчатых оболочечных структур, возведённых в Москве, подтверждают широкое использование всех видов рассматриваемых пространственных стержневых конструкций в архитектуре города. Представленные примеры применения стержневых и сетчатых структур только в одной Москве противоречат выводам

статьи [16], что сетчатые оболочки не так часто проектируются российскими специалистами из-за сложности моделирования конструкций в расчётных комплексах.

Проиллюстрируем возможности стержневых и сетчатых оболочечных структур в реализации градостроительных проблем других стран.

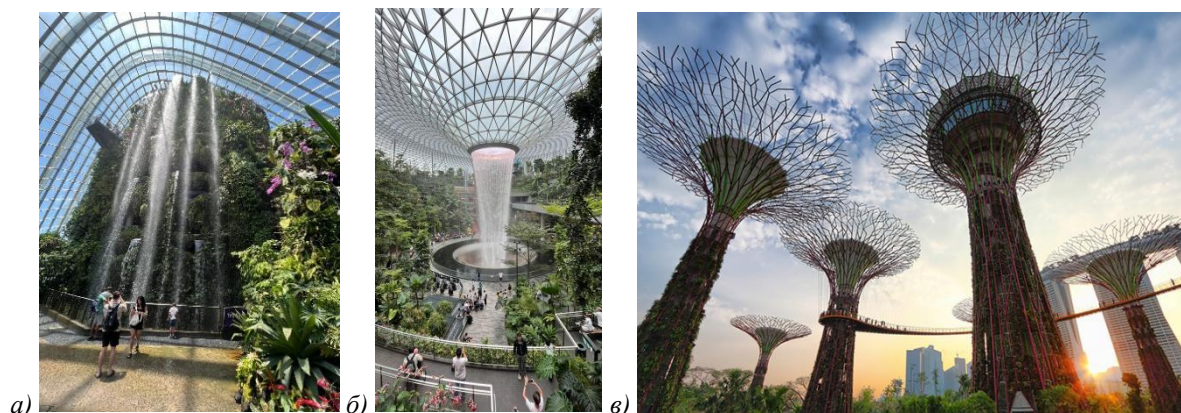


Рисунок 13 – Уникальные сетчатые оболочки Сингапура

а) одно из сооружений паркового комплекса «Gardens by the Bay»; б) комплекс Jewel с «интерьерным» водопадом в аэропорту Чанги (Changi), 2019; в) ландшафтный парк «Сады в бухте»: «Супердеревья» из алюминиевых стержней (декоративные ветви), железобетонных оболочек и стальной сетки (см. раздел

На рис. 13 представлены уникальные сетчатые оболочки, возведенные в Сингапуре. Кроме этих примеров можно указать на сетчатые оболочки ТРЦ ION Orchard, на стержневое оформление моста «Хеликс» (2010 г.), на стержневую структуру покрытия станции Ехро (2001 г.), обшитую сверху титановыми плитами [<https://novate.ru/blogs/250315/30574/>].

Хорошо известны и часто приводятся в качестве иллюстрации архитектуры свободных форм покрытие из стали и стекла двух отдельно стоящих зданий гостиницы Yas Marina в Абу-Даби, ОАЭ, наглядно подтверждающих преимущество стальных конструкций перед железобетонными при определенных архитектурных решениях пространственных композиций [19], гигантский комплекс Большого Народного театра (China National Grand Theatre) из титана и стекла, ставший символом Китая, спроектированный известным



Рисунок 14 – Три типа стержневых сооружений

а) Aspire Tower, Доха, 2007 г., [structurae.net]; б) кафе Nocenco, Вьетнам, 2018 г., «Бамбуковая архитектура», [in.pinterest.com] (см. раздел 1.1.5); в) трехслойная криволинейная структура с внутренним стержневым заполнением, Национальный стадион Сингапура, 2014, [pinterest.com].

французским архитектором Полем Андрё (Paul Andreu), 2002-2007 гг. [20], Aspire Tower (рис. 14а) – самое высокое сооружение в Дохе, Катар, высотой 300 м из стальной сетки, 2007 г. В последние десятилетия арабская архитектура изменилась и стала современнее и инновационнее. Это оказало влияние на современную арабскую архитектуру, которая находится в процессе трансформации и переосмысления.

С определенными допущениями можно считать несущие конструкции из бамбука кафе Nосенсо, Вьетнам, стержневыми структурами (рис. 14б), выполненными по канонам «Архитектурной бионики».

Уникальное крупнейшее купольное сооружение в мире, имеющее выдвижную трехслойную крышу, построено в Сингапуре в 2014 г. (рис. 14в).

Несколько стержневых оболочечных структур, известных во всём мире, построено в Китае. Комплекс Большого Народного театра отмечался ранее. Укажем еще на спортивный центр для проведения универсиады в г. Shenzhen, который хорошо вписался в окружающий ландшафт. Центр запроектирован в виде стальной призматической оболочки на основе многогранников с треугольными сторонами (рис. 15а). Стержневые многогранники располагаются по периметру центра. Центр был запроектирован German studio GMP Architekten.

На основании проведенного анализа в монографии [21] делается вывод, что в Казахстане, купольные формы за столетия существования в практике архитектуры и строительства зарекомендовали себя как наиболее соответствующие природно-климатическим условиям. Устойчивые к сейсмическим колебаниям, ветрам, перекрывающие большие пролеты, стержневые купола должны получить новое рождение (рис. 15б).

Современная архитектура Индонезии предусматривает широкое использование деревянных стержневых структур с линейной срединной поверхностью (рис. 15в).



Рисунок 15 – Стержневые структуры в странах Азии

а) фрагмент спортивного центра для проведения студенческой универсиады, Shenzhen, Китай, 2011 г., фото Ch. Gahl; б) возведение жилого дома-купола с деревянным стержневым каркасом, Казахстан [21]; в) одна из шести уникальных вилл, планируемых для строительства на о. Бали, арх. Kengo Kuma, древесина и стекло, из фрагментов гипара.

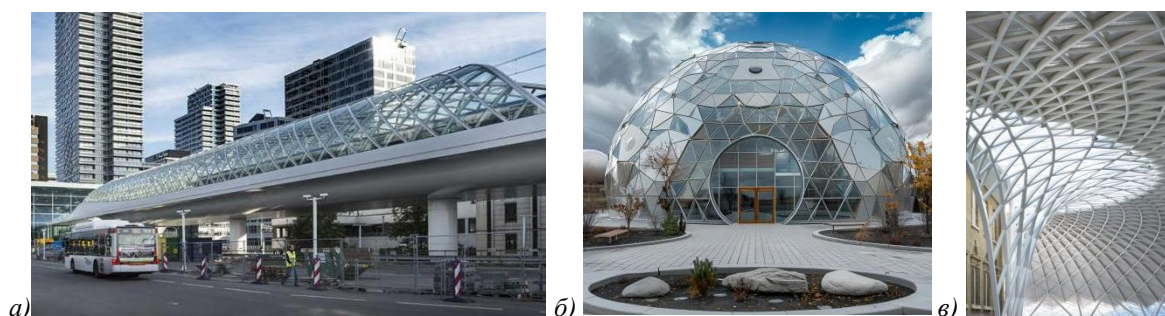


Рисунок 16 – Сетчатые и стержневые оболочечные структуры в Европе

а) подъезд к новой железнодорожной станции, Гаага, Нидерланды, 2016 г. [pinterest.com.au]; б) геодезический купол [21]; в) King's Cross Station, Лондон, 2017 г. (запроектировано John MacAslan)

Покрытие над железнодорожной станцией в Гааге выполнено в виде двухслойной пространственной стержневой конструкции из стержней прямоугольного поперечного сечения, организованных в два независимых слоя и жестко связанных между собой. Стеклопанельная обшивка покрывает структуру снаружи (рис. 16а). Станция запроектирована архитектурным бюро ZJA Zwartz & Jansma Architects, The Netherlands. Более подробно это сооружение описывается в статье [22].

Металлоконструкции куполов больших до 125 м пролетов, созданных в последнее время, выполнены, как правило, однослойными сетчатыми или в виде неких пространственных структурированных конструкциях. Например, типовые металлоконструкции элементов куполов, выпускаемые заводами США (Temcor) и Европы (Mero), изготовлены по сетчатой или структурной схеме. Лишь один купол спортцентра “Динамо”, построенный в 2006 г. в Москве выполнен с массивными двутавровыми арками, кольцами и связями (рис. 11а). На рис. 14в представлен трехслойный купол, а на рис. 16б показан один из сетчатых куполов, описанный в статье [23]. Но в однослойных оболочках существует проблема устойчивости. Для больших пролетов уже необходима некая пространственная структурированная конструкция. Очень интересно после реконструкции выглядит стержневая однослойная структура рядом с вокзалом King Cross Station в Лондоне (рис. 16в)

Опубликовано много работ по архитектуре сетчатых и стержневых оболочечных структур в Европе. Перечислить эти публикации или дать иллюстрации основных стержневых сооружений Европы, построенных в XXI веке, в одной статье невозможно. Ограничимся упоминанием только еще одной статьи [24], где приводится большая библиография из 47 наименований по теме и описывается стержневая пространственная конструкция the Ephemeral Cathedral of Créteil в Париже (2013 г.), Центр Помпиду шестиугольной формы в г. Мец (Metz), Франция, с пролетом 50 м (2010 г.), деревянная стержневая оболочка с 626 болтовыми соединениями в Толедо, Испания, (Toledo Gridshell in Naples, 2012), покрытие железнодорожной станции Кэнери-Уорф в Лондоне (Canary Wharf Cross-rail, 2014) и др.

Приведенные примеры показывают, что в Европе сетчатые и стержневые оболочечные структуры пользуются большой популярностью. В статье [25] авторы утверждают, что количество стержневых оболочечных конструкций как в Европе, так и во всем мире, за последние 50 лет значительно увеличилось. Они приводят описания и иллюстрации большого числа криволинейных стержневых структур из дерева, в том числе пологую волнообразную стержневую оболочку с размерами 90 × 20 м из дуба на входе в парк «Savil Garden», Windsor, построенную в 2005 году под руководством архитектора Glenn Howells. Волнообразная оболочка хорошо вписалась в окружающий ландшафт. Деревянная структура покрыта фанерой. Вес стержневой структуры из дерева – 30 т, что намного меньше железобетонного варианта.

В Северной Америке сетчатые и стержневые оболочечные структуры встречаются часто. Это можно продемонстрировать на примере стержневой структуры декоративного



Рисунок 17 – Сетчатые и стержневые оболочечные структуры в США

а) Флорида, музей С. Дали, бюро «ХОК», 2010, [ru.pinterest.com]; б) библиотека Чикагского университета, Чикаго, 2011 г., фото: architizer.com; в) Флоридский политехнический университет, 2014 г., Лейкленд, арх. С. Калаправа [aykutozdemir.com.tr]

оформления к основному сооружению музея С. Дали, спроектированное архитектурным бюро «ХОК» по канонам «Нелинейной архитектуры», Флорида, 2010 (рис. 17а), или купола библиотеки Чикагского университета в виде сетки из стальных трубок, спроектированного Х. Яном совместно с инженером В. Зобеком, 2011 г. (рис. 17б), или наружного сетчатого

оформлением Флоридского политехнического университета (рис. 17в), 2014 г., Лейкленд, США, или на примере сферического здания Science World в Ванкувере, Канада (2007 г.).

На Африканском континенте стержневые и сетчатые оболочечные структуры в XXI веке практически не строились. Можно найти 3–4 купола и представлен проект нового здания Парламента, Уагадугу, Буркина-Фасо, арх. Дьебедо Франсис Кере, в форме сетчатой оболочки.

ТЦ Chadstone Shopping Center двойной кривизны свободной формы из стали и стекла, состоящий из 2645 прямоугольных панелей, можно привести в качестве примера сетчато-стержневой оболочечной структуры, построенной в 2016 году в Австралии в Мельбурне.

Проведенный в статье [26] обзор научных и инновационных объектов, построенных в XXI веке в странах Латинской Америки, не выявил зданий инновационного назначения ввиду сжатого финансирования строительства, поэтому архитектурные схемы построек – менее честолюбивые по своим масштабам и более специализированные. И как следствие, сетчатые и стержневые оболочечные структуры не вошли в основные тенденции формирования инновационных зданий и комплексов.

В последнее время архитекторы наравне со сферическими (рис. 18а), пирамидальными, сводчатыми зенитными светопрозрачными фонарями над отверстиями в покрытиях зданий стали использовать пологие сетчатые оболочки в форме эллипсоидов вращения над эллиптическими отверстиями (рис. 18б) и составные сетчатые оболочки (рис. 18в)

В статье [27] приводятся модели стальных стержневых структур, обертывающие минимальные поверхности на круглых (рис. 19а) и прямоугольных (рис. 19б) планах с



Рисунок 18 – Сетчатые однослойные оболочки в качестве светопрозрачных зенитных фонарей
а) сферический зенитный фонарь [victoriafoto.ru]; б) зенитный фонарь над эллиптическим отверстием;
в) зенитный фонарь над прямоугольным планом с закруглениями на торцах

опорами в нескольких точках. Задача аппроксимации минимальных поверхностей возникла в связи с появлением архитектуры минимальных поверхностей.

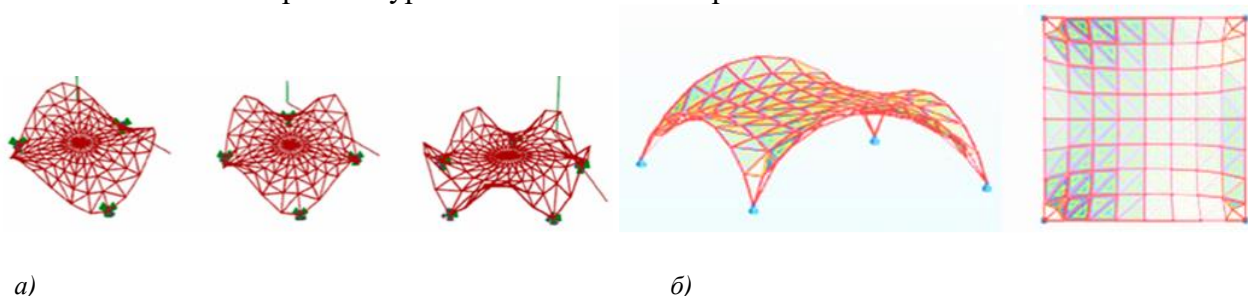


Рисунок 19 – Замена минимальных поверхностей однослойными стержневыми структурами [27]
а) стержневая структура на круглом плане; б) стержневая структура на квадратном плане

3. Краткая информация по расчету стержневых и сетчатых оболочечных структур, их геометрии и материалу

Август Фепплер первым предложил методику расчета пространственных стержневых систем в 1880 г., которую Г. Эйфель использовал при проектировании своей башни в 1888 г.

Классические стержневые структуры по характеру своей работы являются многократно статически неопределимыми пространственными конструкциями. Благодаря статической неопределимости структуры способны перераспределять внутренние усилия, т. е. в случае выхода из строя одного или нескольких элементов их продольные внутренние силы перераспределяются между смежными элементами. Избыточность элементов в структуре обеспечивает её живучесть. Исследования сетчатых пространственных систем ведутся, в основном, в двух принципиально различных направлениях. Первое направление основано на использовании дискретной расчётной модели (метод сил, перемещений, смешанный метод и др.), но в случае высокой степени статической неопределимости реальной системы возникают трудности в вычислительном процессе. Трудности численной реализации существенно возрастают с увеличением количества узлов и стержней сетчатых систем. Второе направление основано на замене дискретной системы эквивалентной континуальной расчётной моделью. При расчёте стержневых оболочек грани конструкций заменяются сплошными пластинами эквивалентной толщины при работе на сдвиг, осевое растяжение и сжатие. Расчёт сетчатых оболочек выполняют на ЭВМ по специально разработанным программам. Появление новых систем автоматизированного проектирования (САПР) позволило выйти за пределы простейших конфигураций сетчатых оболочек. Архитекторы и инженеры-строители стали придавать объектам разнообразные формы, в том числе аналитически не задаваемые.

В настоящее время расчет стержневых оболочечных структур ведется с привлечением разнообразных методик, предложенных во второй половине XX века. Классическая теория оболочек не всегда являлась достаточно полной и требовала ряда уточнений. Исследования сетчатых и стержневых оболочечных структур ведутся в разных направлениях. Расчеты на устойчивость однослойных пространственных стержневых систем должны включать решения трех типов задач: потеря устойчивости отдельного стержня, местная потеря устойчивости структуры и общая потеря устойчивости всей структуры. Перечислим основные направления исследований по прочностному расчету стержневых структур, геометрии ячеек и используемому материалу стержней.

Основная функция несущих стержневых систем – восприятие внешних нагрузок. Х. Энгель [28] в основу классификации стержневых структур предложил заложить механизм сопротивления внешним нагрузкам. По его мнению, все существующие в строительстве несущие системы можно разделить на пять видов.

В диссертации [29] предложена методика расчета сетчатых гипаров и однополостных гиперболоидов вращения в геометрически нелинейной постановке с использованием вариационно-разностного метода и метода продолжения решения по параметру.

В работе [30] дается вывод аналитических формул для расчета покрытия свода, расчлененного на плоские арки-полоски с расчетной шириной равной повторяющемуся шагу элементов свода.

Для расчёта сложных статически неопределимых систем типа сетчатых и подкреплённых оболочек вращения с учётом поперечного сдвига могут использоваться методы, основанные на применении тригонометрических рядов [31].

Одним из наиболее эффективных современных методов численного решения инженерных задач с применением ЭВМ является метод конечных элементов. МКЭ в перемещениях занимает лидирующее положение в строительной механике оболочек и будет основным аппаратом дискретизации рассчитываемых объектов. Причем МКЭ используется как для создания поверхностей [32], для разбиения конечно-элементной сетки [27] (рис. 19), для прочностного расчета сетчатых и стержневых оболочечных структур при действии

статической нагрузки [33] так и для определения собственных частот колебаний структуры [34].

Изучается влияние конструкции узловых сопряжений на усилия в элементах металлического каркаса ребристо-кольцевого купола [35].

Выбор сетки разбиения выбранной поверхности на свойства получаемой сетчатой оболочечной структуры также является важной темой современных исследований [36].

В последние два десятилетия поступает всё больше предложений по замене стальных стержней на деревянные [37] и композитные стержни, что упрощает узлы соединений и удешевляет стоимость стержневой структуры (рис. 15б, в).

Приобретённый опыт проектирования и строительства деревянных несущих стержневых оболочечных структур позволил выделить два основных подхода при расчете этих оболочек [25]. При первом подходе большое влияние на точность расчетов оказывает совпадение геометрических размеров двумерной физической модели из прямоугольных идентичных ячеек и реальной структуры. Второй подход базируется на конечно-элементном методе расчета и учитывает механические свойства материалов, тип соединений, точное расположение внешней нагрузки, трехмерную физическую модель.

Некоторые предлагают разделять сетчатые оболочки по геометрическому признаку на вогнутые, вогнуто-выпуклые и выпуклые [38], аргументируя это предложение многими иллюстрациями. Но что это даёт для будущих архитектурных проектов не указывается. Классификация общественных зданий на три типа, предложенная Душкевич К.Н. [11], по объемно-пространственному принципу может стать полезным инструментом как для практикующих архитекторов, формируя общее представление об архитектурных возможностях стержневых конструкций, так и для студентов профильных ВУЗов, способствуя формированию более ясного представления о работе конструкций и их формообразующих возможностях в объеме здания.

Благодаря совокупности несущих, аэродинамических, конструктивных свойств, скорости и простоте сборки, компактности доставки, сферические геодезические купола будут с успехом применяться в суровых климатических условиях Крайнего Севера. Преимущества сетчатых конструкций перед обычными: «мобильность и скорость сборки; конструкцию можно разобрать и собрать повторно; стержневые элементы умещаются в компактную упаковку; узловые и стержневые элементы имеют стандартные габариты, а инструкция по сборке понятна и проста, работа по сборке не требует специализированных навыков» [39].

4. Материал покрытий и заполнения ячеек сетчатых и стержневых оболочечных структур

Основные материалы покрытия структур уже упоминались в статье ранее при описании самих структур. Стеклоянное покрытие наиболее привлекательно с архитектурной и эстетической точек зрения. На рис. 20 показан фрагмент наружного остекления покрытия «Стеклоянная кора», Москва, а на рис. 10а представлен вид изнутри на однослойную стержневую структуру в целом, заполненную более чем 2400 стеклопакетами треугольной формы индивидуальных размеров. На рис. 10б дан пример сетчатой структуры со стеклоянным покрытием. Другие варианты стеклоянного покрытия представлены на рис. 3б.

Три интересные сетчато-стержневые однослойные оболочки со стеклоянным покрытием подробно описываются в статье [40]. Одна оболочка, включающая в свою структуру вертикальные деревянные элементы, горизонтальные стальные трубы и диагональные стальные тросы построена для Peek and Cloppenburg

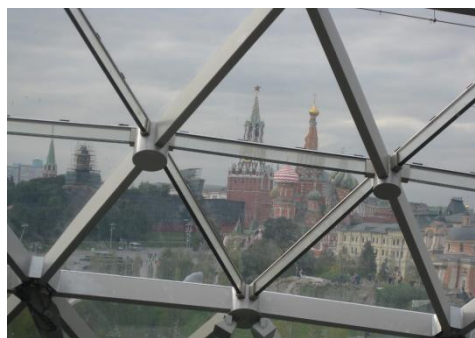


Рисунок 20 – «Стеклоянная кора» (узловые сопряжения), Зарядье, Москва

Cologne. Другое сетчатое сооружение со стеклянной крышей сложной геометрии (Frankfurthochvier) заменено конечно-элементной сеткой. Третья сетчатая оболочка в виде волн на поверхности водоёма взята за основу торгового центра в London-White City площадью 17000 м².

Полусветопрозрачные пластмассовые листы больших размеров архитекторы выбрали для покрытия арочно-стержневой структуры, показанной на рис. 9в.

Для покрытия небольших стержневых структур павильонов дешевле применить тенты, прорезиненный брезент или другой водонепроницаемый тканевый материал (рис. 9а), или пленку (рис. 9б).

У большепролетных трехслойных структур со стержневым заполнением верхние и нижние слои представляют собой тонкие стальные листы (рис. 14в). В некоторых случаях применяли титановые панели (Большой Народный театр, Китай). Сейчас толщина трехмерных стержневых структур достигает нескольких метров.

Хорошо себя зарекомендовали стержневые структуры из древесины, пропитанной антисептиками и антипиренами (рис. 15б) или из клееной древесины, которая появилась после 1965 года. Материал для деревянных покрытий – то же дерево в виде треугольных плоских плит или фанерных листов [25].

В условиях сурового российского климата возможно использование утепленных мембран для покрытия купольных сооружений [39]. Помимо мембран для покрытия геодезических куполов могут быть использованы стальные листовые материалы, сэндвичи и т. д., вырезанные в виде треугольников. Они крепятся между собой болтовыми и клепальными соединениями.

В качестве покрытия сетчатой конструкции возможны тканые или полимерные структуры, стеклопакеты, оргстекло (рис. 4а), непрозрачная сэндвич-панель, поликарбонат (рис. 16б).

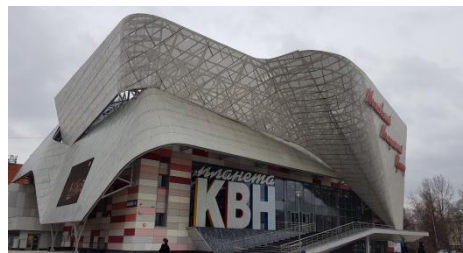


Рисунок 21 – Московский молодежный центр «Планета КВН», Москва

Ленты из перфорированных алюминиевых листов с отверстиями были использованы архитекторами архитектурного бюро «Атриум» для покрытия стержневой фасадной конструкции Московского молодежного центра «Планета КВН» (рис. 5а). Строение обернуто двумя полотнищами, через которые просвечивает стержневой каркас (рис. 21). Сначала предполагалось исполнить гибкие полотнища из архитектурной ткани. Архитектурный текстиль был использован во многих постройках летней лондонской олимпиады. Из прочного, гибкого и легкого текстиля делают натяжные купола, козырьки, выставочные павильоны. Из архитектурной ткани сделаны фасады павильона Германии на всемирной выставке ЭКСПО-2010 в Шанхае (EXPO 2010 Shanghai Deutscher Pabilion "balancity") [41].

Результаты и обсуждение

Достоинства структурных конструкций заключается в архитектурной выразительности, многообразии пространственных форм, повышенной жесткости, в удобстве транспортировки, скорости сборки и монтажа, унификации прямых прокатных стержней и узлов. Поэтому они стали конкурентными в современных условиях. Достоинства этих структур оценили архитекторы большинства стран мира. И только в отдельных странах нет материально-технической и научно-вычислительной базы для проектирования и строительства большепролетных стержневых структур, очерченных по аналитическим поверхностям и поверхностям свободных форм, задаваемых численно. Знаменитые архитекторы, работающие в стиле «хай-тек», такие как Норманн Фостер, Николас Гримшоу, Сантьяго Калатрава, Филипп Самэн, Ричард Роджерс, Франк О. Гери, Заха Хадид и многие другие, в своих шедеврах часто использовали конструкции, созданные с использованием

сетчатых и стержневых пространственных оболочек. Некоторые архитекторы и инженеры-строители убеждены, что эти оболочечные структуры – сооружения будущего.

Достоинства стержневых пространственных структур и заинтересованность стран в их изучении и внедрении наглядно подтвердилось в многообразии пространственных стержневых конструкций, положенных в основу решений построенных павильонов большого числа стран на всемирной выставке ЭКСПО – 2020 в Дубае, ОАЭ. Несущие стержневые пространственные структуры павильонов выбрали Азербайджан, Монако, Ангола, Австралия, Южная Корея, США, Филиппины, Испания, Словения, Сингапур, Ирак и многие другие. Стержневое декоративное оформление основных павильонов использовали архитекторы Бельгии, ОАЭ, Малайзии, Швеции, Омана и другие.

Довольно много работ по сетчатым и стержневым оболочечным структурам, вошедших в список использованной литературы, написаны молодыми специалистами, например аспирантами, которые включили эти исследования в свои кандидатские диссертации. Есть статьи, подготовленные студентами строительных и архитектурных вузов. Эти публикации подтверждают большую популярность сетчатых и стержневых оболочечных структур и среди молодёжи.

Заключение

1. Высокая конкурентоспособность – структурные конструкции обладают архитектурной выразительностью, жесткостью, удобством монтажа и транспортировки, что делает их востребованными в современном строительстве.
2. Глобальное применение – ведущие архитекторы мира (Н. Фостер, З. Хадид, С. Калатрава и др.) активно используют стержневые и сетчатые оболочки, а их широкое применение на ЭКСПО-2020 подтверждает международный интерес к этим технологиям.
3. Ограниченное внедрение – в некоторых странах развитие таких конструкций сдерживается из-за нехватки научно-технической базы для проектирования сложных большепролетных структур.
4. Перспективность и популярность – стержневые и сетчатые конструкции считаются технологиями будущего, что подтверждается активным изучением их молодыми специалистами в диссертациях и научных работах.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Сысоева Е.В. Научные подходы к расчету и проектированию большепролетных конструкций // Вестник МГСУ. 2017. Т. 12. № 2 (101). С. 131–141. DOI: [10.2222/1997-0935.2017.2.131-141].
2. Гринько Е.А. Типы пространственных криволинейных структур и оболочек строительного назначения // Региональная архитектура и строительство. 2024. № 4. С. 128–141. DOI: [10.54734/20722958_2024_4_128].
3. Krivoshapko S.N., Christian A. Bock Hyeng, Mamieva I.A. Chronology of erection of the earliest reinforced concrete shells // International Journal of Research and Reviews in Applied Sciences. 2014. Vol. 18. Iss. 2. Pp. 95–108. ISSN: 2076-734X, 2076-7366.
4. Кривошапко С.Н. Стержневые, сетчатые структуры и цельнометаллические оболочки зданий второй половины XX века – начала XXI века // Архитектура и строительство России. 2014. № 12 (204). С. 10–17. ISSN: 0235-7259.
5. Бондаренко И.А. Об уместности и умеренности архитектурных новаций // Academia. Архитектура и строительство. 2020. № 1. С. 13–18.
6. Ермоленко Е.В. Формы и построения в архитектуре советского авангарда и их интерпретация в современной зарубежной практике // Academia. Архитектура и строительство. 2020. № 1. С. 39–48.
7. Кривошапко С.Н. Виды аварий и разрушений пространственных структур и оболочек // Строительство и реконструкция. 2015. № 1(57). С. 22–32. ISSN: 2073-7416.
8. Аварии зданий и сооружений на территории Российской Федерации в 2003 году / Общероссийский фонд «Центр качества строительства». М., 2004.
9. Коротич А.В. Инновационные решения архитектурных оболочек: альтернатива традиционному строительству // Академический Вестник УралНИИпроект РААСН. 2015. № 4. С. 70–75.
10. Rodzyah Mohd Yunus. The influence of curvilinear architectural forms on environment behaviour // Procedia – Social and Behavioral Sciences. 2012. Vol. 49. Pp. 341–349.
11. Душкевич К.Н. Роль большепролетных оболочек в формообразовании общественных зданий // Architecture and Modern Information Technologies. 2017. № 4(41). С. 163–178.

12. Кривошапко С.Н., Мамиева И.А. Стержневые системы в форме однополостного гиперboloида вращения // Монтажные и специальные работы в строительстве. 2011. № 11. С. 19–23.
13. Кривошапко С.Н., Галишникoва В.В. Архитектурно-строительные конструкции: учебник для вузов. 2-е изд., перераб. и доп. М.: Юрайт, 2024. 558 с.
14. Леденев В.В., Худяков А.В. Оболочечные конструкции в строительстве. Теория, проектирование, конструкции, примеры расчета: учебное пособие. Тамбов: ТГТУ, 2016. 272 с.
15. Лебедь Е.В. Компьютерное исследование работы каркасов большепролетных металлических куполов при различных способах монтажа // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2018. Т. 14. № 4. С. 261–272.
16. Семашкина Д.О., Назмеева Т.В. Диагонально-сетчатые оболочки в качестве несущих систем зданий // Alfabuild. 2019. № 2(9). С. 40–61.
17. СП 494.13258000.2020 «Конструкции покрытий пространственных металлических. Правила проектирования». М.: Минстрой России, 2020. 115 с.
18. Александров С.Е. Проблемы проектирования зданий и сооружений с применением сетчатых оболочек // Современные научные исследования и инновации. 2018. № 12.
19. Schober Hans, Justiz Stefan, Tamai Hiroki. Speed and grace // Civil Engineering. 2011. February. Pp. 54–59.
20. Ло Ян. К истории создания национального центра исполнительных искусств // Вестник музыкальной науки. 2024. Т. 12. № 3. С. 207–215.
21. Рябкова М.П., Генрих Р.А. Совершенствование работы купольных конструкций в условиях Центрального Казахстана: монография. Караганда: Санат, 2020. 90 с.
22. Helbig Thorsten, Kamp Florian, Schieber Roman, Oppe Matthias, Torsing Rob, Kieft Ralph. Double-layer curved steel-structure with bent glazing. New Departure Station Erasmusline, The Hague (NL) // Challenging Glass. Conference on Architectural and Structural Applications of Glass Bos, Louter, Belis (Eds.), Ghent University, June 2016. 14 p.
23. Giuroiu Anton. Geodesic Dome: Architecture, history, sustainability, materials, and typical prices // Architecture lab Magazine. 07.06.2024.
24. Takva Çağatay, Takva Yenal. Tessellation configurations transforming from art to structural design of gridshell structures // Research & Reviews in Architecture, Planning and Design. December 2022. Pp. 1–18.
25. Tang Gabriel, Chilton John, Beccarelli Paolo. Progressive development of timber gridshell design, analysis and construction // Proceedings of International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium 2013. 23–27.09.2013, Wroclaw, Poland. Pp. 1–6.
26. Дианова-Клокова И.В., Метаньев Д.А., Хрусталеv А.А. Латинская Америка XXI века. Инновационное развитие и архитектура // Academia. Архитектура и строительство. 2017. № 1. С. 47–59.
27. Dzwierzynska J., Labuda I. Modeling of curvilinear steel rod structures based on minimal surfaces // Materials. 2021. Vol. 14. Iss. 22. 17 p.
28. Engel Heino. Tragsysteme. Stuttgart: Verlag Gerd Hatje, 1997. 344 p.
29. Петренко Ф.И. Расчет сетчатых оболочек отрицательной гауссовой кривизны с учетом геометрической и физической нелинейности: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17. М.: МГСУ, 2017.
30. Казакова И.С. Пространственные металлические конструкции покрытий зданий: учебное пособие. Вологда: ВоГУ, 2017. 127 с.
31. Лоза Л.В. Расчет сетчатых и подкрепленных оболочек вращения с учетом поперечного сдвига: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17. Волгоград: ВГАСА, 2000. 210 с.
32. Naboni Roberto. Form-finding to fabrication of super-thin anisotropic gridshell // SIGraDi 2016. XX Congress of the Iberoamerican Society of Digital Graphics. 09–11.11.2016, Buenos Aires, Argentina. Pp. 418–425.
33. Avelino Ricardo M., Baverel Olivier. Structural analysis of gridshells designed from singularities // Proceedings of the IASS Annual Symposium 2017. 25–28.09.2017, Hamburg, Germany. Pp. 1–10.
34. Shen Yuhang, Lin Li, Tang Pengxiao, Xu Tianli. Impact dynamic response of spherical net shells: finite element-based computational analysis investigating the influence of dynamic constitutive models // Buildings. 2023. Vol. 13. Iss. 7. 28 p.
35. Лебедь Е.В. Влияние узловых сопряжений на усилия в элементах металлического каркаса ребристо-кольцевого купола с учетом уменьшения количества поддерживающих его колонн // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2025. № 2.
36. Pathade Sanket G., Nikhar Milind R., Kalmegh Vaibhav A. A review paper on behavior of gridshell structure // International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET). 2022. Vol. 09. Iss. 04. Pp. 1042–1044.
37. Tang Gabriel, Chilton John, Beccarelli Paolo. Progressive Development of Timber Gridshell Design, Analysis and Construction // Proceedings of International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium 2013. 23–27.09.2013, Wroclaw, Poland. 6 p.
38. Зефиrowa А.Д., Хабидуллаулы Еркебулан, Быстрова Д.В., Миронова Е.А. Практика применения сетчатых оболочек в архитектуре // Научный журнал. 2019. №5 (39).
39. Парфёнов Егор, Коновалов Евгений. Сетчатые оболочки – конструкции XXI века // Инженерная защита. 2015. № 4(9). С. 98–105.
40. Knippers Jan, Helbig Thorsten. Recent developments in the design of glazed grid shells // International Journal of Space Structures. 2009. Vol. 24. № 2. Pp. 111–126.

41. Halbfas Ansgar, vom Hagen Yolanda, Siefke Jan. The German Pavilion. Planning, Construction, Usage and Recycling – Germany at the World Exposition 2010 in Shanghai, China. Liaoning: LST Publishing House, 2010. 192 p.

REFERENCES

1. Sysoyeva Ye.V. Nauchnyye podkhody k raschetu i proyektirovaniyu bolsheproletnykh konstruktсий [Scientific approaches to the calculation and design of long-span structures]. *Vestnik MGSU*. 2017. Vol. 12. No. 2 (101). Pp. 131–141. DOI: 10.2222/1997-0935.2017.2.131-141. (rus).
2. Grinko Ye.A. Tipy prostranstvennykh krivolineynykh struktur i obolochek stroitel'nogo naznacheniya [Types of spatial curvilinear structures and shells for construction purposes]. *Regionalnaya arkhitektura i stroitel'stvo*. 2024. No. 4. Pp. 128–141. DOI: 10.54734/20722958_2024_4_128. (rus).
3. Krivoschapko S.N., Christian A. Bock Hyeng, Mamieva I.A. Chronology of erection of the earliest reinforced concrete shells. *International Journal of Research and Reviews in Applied Sciences*. 2014. Vol. 18. Iss. 2. Pp. 95–108. ISSN: 2076-734X.
4. Krivoschapko S.N. Sterzhnevyye, setchatye struktury i tselnometallicheskiye obolochki zdaniy vtoroy poloviny XX veka – nachala XXI veka [Rod, grid structures, and all-metal shells of buildings from the second half of the 20th to the early 21st century]. *Arkitektura i stroitel'stvo Rossii*. 2014. No. 12 (204). Pp. 10–17. ISSN: 0235-7259. (rus).
5. Bondarenko I.A. Ob umestnosti i umerennosti arkhitekturnykh novatsiy [On the appropriateness and moderation of architectural innovations]. *Academia. Arkitektura i stroitel'stvo*. 2020. No. 1. Pp. 13–18. (rus).
6. Yermolenko Ye.V. Formy i postroyeniya v arkhitekture sovetskogo avangarda i ikh interpretatsiya v sovremennoy zarubezhnoy praktike [Forms and constructions in Soviet avant-garde architecture and their interpretation in modern foreign practice]. *Academia. Arkitektura i stroitel'stvo*. 2020. No. 1. Pp. 39–48. DOI: 10.22337/2077-9038-2020-1-39-48. (rus).
7. Krivoschapko S.N. Vidy avari y i razrusheni y prostranstvennykh struktur i obolochek [Types of accidents and failures of spatial structures and shells]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2015. No. 1(57). Pp. 22–32. ISSN: 2073-7416. (rus).
8. Avanii zdaniy i sooruzheniy na territorii Rossiyskoy Federatsii v 2003 godu [Accidents of buildings and structures in the Russian Federation in 2003]. Obshcherossiyskiy fond «Tsentr kachestva stroitel'stva». Moscow, 2004. URL: stroyinf.ru. (rus).
9. Korotich A.V. Innovatsionnyye resheniya arkhitekturnykh obolochek: alternativa traditsionnomu stroitel'stvu [Innovative solutions for architectural shells: an alternative to traditional construction]. *Akademicheskii Vestnik UralNIIProekt RAASN*. 2015. No. 4. Pp. 70–75. eLIBRARY ID: 25105252. (rus).
10. Rodzyah Mohd Yunus. The influence of curvilinear architectural forms on environment behaviour. *Procedia - Social and Behavioral Sciences*. 2012. Vol. 49. Pp. 341–349. DOI: 10.1016/j.sbspro.2012.07.032.
11. Dushkevich K.N. Rol bolsheproletnykh obolochek v formoobrazovanii obshchestvennykh zdaniy [The role of long-span shells in the shaping of public buildings]. *Architecture and Modern Information Technologies*. 2017. No. 4(41). Pp. 163–178. (rus).
12. Krivoschapko S.N., Mamieva I.A. Sterzhnevyye sistemy v forme odnopolostnogo giperboloida vrashcheniya [Rod systems in the form of a single-sheet hyperboloid of revolution]. *Montazhnyye i spetsialnyye raboty v stroitel'stve*. 2011. No. 11. Pp. 19–23. (rus).
13. Krivoschapko S.N., Galishnikova V.V. *Arkhiturno-stroitel'nyye konstruktсии: uchebnik dlya vuzov* [Architectural and construction structures: textbook for universities]. 2nd ed. Moscow: Yurait, 2024. 558 p. ISBN: 978-5-534-18958-2. (rus).
14. Ledenev V.V., Khudyakov A.V. *Obolocheynyye konstruktсии v stroitel'stve. Teoriya, proyektirovaniye, konstruktсии, primerye rascheta* [Shell structures in construction: theory, design, examples of calculation]. Tambov: TGTU, 2016. 272 p. ISBN: 978-5-8265-1647-8. (rus).
15. Lebed Ye.V. Kompyuternoye issledovaniye raboty karkasov bolsheproletnykh metallicheski kh kupolov pri razlichnykh sposobakh montazha [Computer study of the behavior of long-span metal dome frames under different installation methods]. *Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruktсий i sooruzheniy*. 2018. Vol. 14. No. 4. Pp. 261–272. DOI: 10.22363/1815-5235-2018-14-4-261-272. (rus).
16. Semashkina D.O., Nazmeeva T.V. Diagonalno-setchatye obolochki v kachestve nesushchikh sistem zdaniy [Diagonal grid shells as load-bearing systems for buildings]. *Alfabuild*. 2019. No. 2(9). Pp. 40–61. EDN: FBZHTE. (rus).
17. SP 494.13258000.2020 «Konstruktсии pokrytiy prostranstvennykh metallicheski kh. Pravila proyektirovaniya» [Design rules for spatial metal roof structures]. Moscow: Minstroy Rossii, 2020. 115 p. (rus).
18. Aleksandrov S.Ye. Problemy proyektirovaniya zdaniy i sooruzheniy s primeneni yem setchatykh obolochek [Design challenges for buildings and structures using grid shells]. *Sovremennyye nauchnyye issledovaniya i innovatsii*. 2018. No. 12.. (rus).
19. Schober Hans, Justiz Stefan, Tamai Hiroki. Speed and grace. *Civil Engineering*. 2011. February. Pp. 54–59. DOI: 10.1061/cieag.0000339.
20. Lo Yan. K istorii sozdaniya natsional'nogo tsentra ispolnitelski kh iskusstv [On the history of the creation of the National Center for Performing Arts]. *Vestnik muzykal'noy nauki*. 2024. Vol. 12. No. 3. Pp. 207–215. DOI: 10.24412/2308-1031-2024-3-207-215. (rus).
21. Ryabkova M.P., Genri kh R.A. *Sovershenstvovaniye raboty kupolnykh konstruktсий v usloviyakh Tsentral'nogo Kazakhstana: monografiya* [Improvement of dome structures in the conditions of Central Kazakhstan: monograph]. Karaganda: Sanat, 2020. 90 p. ISBN: 978-9965-38-454-7. (rus).

22. Helbig Thorsten, Kamp Florian, Schieber Roman, Oppe Matthias, Torsing Rob, Kieft Ralph. Double-layer curved steel-structure with bent glazing. New Departure Station Erasmusline, The Hague (NL). *Challenging Glass. Conference on Architectural and Structural Applications of Glass*. Ghent University, June 2016. 14 p.
23. Giuroiu Anton. Geodesic Dome: Architecture, history, sustainability, materials, and typical prices. *Architecture lab Magazine*. 07.06.2024.
24. Takva Çağatay, Takva Yenal. Tessellation configurations transforming from art to structural design of gridshell structures. *Research & Reviews in Architecture, Planning and Design*. December 2022. Pp. 1–18. ISBN: 978-625-430-561-0.
25. Tang Gabriel, Chilton John, Beccarelli Paolo. Progressive development of timber gridshell design, analysis and construction. *Proceedings of International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium 2013*. 23–27.09.2013, Wroclaw, Poland. Pp. 1–6.
26. Dianova-Klokov I.V., Metaniev D.A., Khrustalev A.A. Latinskaya Amerika XXI veka. Innovatsionnoye razvitiye i arkhitektura [Latin America of the XXI century. Innovative development and architecture]. *Academia. Arkhitektura i stroitelstvo*. 2017. No. 1. Pp. 47–59. ISSN: 2077-9038. (rus).
27. Dzwierzynska J., Labuda I. Modeling of curvilinear steel rod structures based on minimal surfaces. *Materials*. 2021. Vol. 14. Iss. 22. 17 p. DOI: 10.3390/ma14226826.
28. Engel Heino. *Tragsysteme*. Stuttgart: Verlag Gerd Hatje, 1997. 344 p. ISBN: 3-7757-0706-9.
29. Petrenko F.I. Raschet setchatykh obolochek otritsatelnoy gaussovoy krivizny s uchetom geometricheskoy i fizicheskoy nelineynosti [Calculation of grid shells with negative Gaussian curvature considering geometric and physical nonlinearity]. Diss. kand. tekhn. nauk. Moscow: MGSU, 2017. (rus).
30. Kazakova I.S. *Prostranstvennyye metallicheskiye konstruksii pokrytiy zdaniy: uchebnoye posobiye* [Spatial metal roof structures of buildings: textbook]. Vologda: VoGU, 2017. 127 p. ISBN: 978-5-87851-763-8. (rus).
31. Loza L.V. Raschet setchatykh i podkreplennykh obolochek vrashcheniya s uchetom poperechnogo sdviga [Calculation of grid and reinforced shells of revolution considering transverse shear]. Diss. kand. tekhn. nauk. Volgograd: VGASA, 2000. 210 p. (rus).
32. Naboni Roberto. Form-finding to fabrication of super-thin anisotropic gridshell. *SIGraDi 2016. XX Congress of the Iberoamerican Society of Digital Graphics*. 09–11.11.2016, Buenos Aires, Argentina. Pp. 418–425. DOI: 10.5151/despro-sigradi2016-807.
33. Avelino Ricardo M., Baverel Olivier. Structural analysis of gridshells designed from singularities. *Proceedings of the IASS Annual Symposium 2017*. 25–28.09.2017, Hamburg, Germany. Pp. 1–10.
34. Shen Yuhang, Lin Li, Tang Pengxiao, Xu Tianli. Impact dynamic response of spherical net shells: finite element-based computational analysis investigating the influence of dynamic constitutive models. *Buildings*. 2023. Vol. 13. Iss. 7. 28 p. DOI: 10.3390/buildings13071849.
35. Lebed Ye.V. Vliyaniye uzlovykh sopryazheniy na usiliya v elementakh metallicheskogo karkasa rebristo-koltsevoogo kupola s uchetom umensheniya kolichestva podderzhivayushchikh yego kolonn [The influence of nodal joints on stresses in elements of a ribbed-ring dome metal frame with a reduced number of supporting columns]. *Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruksiy i sooruzheniy*. 2025. No. 2. (rus).
36. Pathade Sanket G., Nikhar Milind R., Kalmegh Vaibhav A. A review paper on behavior of gridshell structure. *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*. 2022. Vol. 09. Iss. 04. Pp. 1042–1044. ISSN: 2395-0072.
37. Tang Gabriel, Chilton John, Beccarelli Paolo. Progressive Development of Timber Gridshell Design, Analysis and Construction. *Proceedings of International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium 2013*. 23–27.09.2013, Wroclaw, Poland. 6 p. URL: <https://shura.shu.ac.uk/23434/>.
38. Zefirova A.D., Khabidullauly Erkezhan, Bystrova D.V., Mironova E.A. Praktika primeneniya setchatykh obolochek v arkhitekture [Practice of grid shells application in architecture]. *Nauchnyy zhurnal*. 2019. No.5 (39). URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/praktika-primeneniya-setchatykh-obolochek-v-arkhitekture>. (rus).
39. Parfenov Egor, Konovalov Evgeny. Setchatye obolochki – konstruksii XXI veka [Grid shells – structures of the XXI century]. *Inzhenernaya zashchita*. 2015. No. 4(9). Pp. 98–105. EDN: UIPQRN. (rus).
40. Knippers Jan, Helbig Thorsten. Recent developments in the design of glazed grid shells. *International Journal of Space Structures*. 2009. Vol. 24. No. 2. Pp. 111–126. DOI: 10.1260/026635109789043205.
41. Halbfas Ansgar, vom Hagen Yolanda, Siefke Jan. *The German Pavilion. Planning, Construction, Usage and Recycling – Germany at the World Exposition 2010 in Shanghai, China*. Liaoning: LST Publishing House, 2010. 192 p.

Информация об авторе

Кривошапко Сергей Николаевич

ФГАОУ ВО «Российский университет дружбы народов», г. Москва, Россия Доктор технических наук, профессор.
Профессор-консультант
E-mail: sn.krivoshapko@mail.ru

Information about author

Krivoshapko Sergey Nikolaevich

The Engineering Academy of the Peoples' Friendship University, Moscow, Russia, Doctor of Tech. Sc., Professor.
E-mail: sn.krivoshapko@mail.ru

С.О.КУРНАВИНА¹, И.В. ЦАЦУЛИН²¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия²ООО «Институт «Мосинжпроект», г. Москва, Россия

ГЕОМЕТРИЧЕСКАЯ ГИПОТЕЗА ДЛЯ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ИЗГИБАЕМЫХ И ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Аннотация. Проведены экспериментальные и численные исследования влияния пластических деформаций арматуры на напряженно-деформированное состояние нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов. Результаты исследований показали, что имеет место излом на эпюре деформаций в зоне нейтральной оси. Предлагается билинейная аппроксимация распределения деформаций по высоте сечения. По результатам расчетов конечно-элементных моделей проведена оценка параметра, характеризующего соотношение деформаций сжатия и растяжения. Проведено сравнение с аналогичной экспериментальной зависимостью, показавшее их удовлетворительное совпадение. Для оценки распределения деформаций по высоте сечения в упругой и пластической стадии работы арматуры при одновременном действии изгибающего момента и продольной силы проведен ряд численных расчетов внецентренно сжатых железобетонных элементов с теми же характеристиками. Анализ результатов расчетов показал близкий характер распределения деформаций по высоте сечения в изгибаемых и внецентренно сжатых элементах для случая больших эксцентриситетов.

Ключевые слова: пластические деформации, продольные силы, геометрическая гипотеза, особые воздействия.

S.O. KURMAVINA¹, I.V. TSATSULIN²¹Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia²Mosinzhproekt Company group, Moscow Russia

GEOMETRIC HYPOTHESIS FOR NORMAL SECTIONS OF FLEXURAL AND ECCENTRICALLY COMPRESSED REINFORCED CONCRETE MEMBERS

Abstract. Experimental and numerical studies of the influence of plastic deformations of reinforcement on the stress-strain state of normal sections of bent reinforced concrete elements have been carried out. The results of investigations have shown that there is a fracture in the strain diagram in the zone of the neutral axis. A bilinear approximation of strain distribution along the section height is proposed. Based on the results of finite element model calculations, the parameter characterizing the ratio of compression and tension strains is estimated. Comparison with the analogous experimental dependence has been carried out, that showed their satisfactory coincidence. To estimate the distribution of deformations along the section height in the elastic and plastic stages of reinforcement operation under one-temporal action of bending moment and longitudinal force, a number of numerical calculations of off-center compressed reinforced concrete elements with the same characteristics were performed. The analysis of the calculation results showed a close character of deformation distribution along the section height in bending and eccentrically compressed elements for the case of large eccentricities.

Key words: plastic deformations, longitudinal forces, geometric hypothesis, special influences.

Введение

За время своей службы здания и сооружения могут подвергаться особым динамическим воздействиям большой интенсивности: взрывным, ударным и сейсмическим. Это могут быть воздействия аварийного типа (взрывы вследствие аварий на производстве, обрушения, удары транспортных средств, террористические акты, воздействия средств поражения во время конфликтов и т.д.) или эксплуатационные нагрузки от взрывов обычных или ядерных зарядов, если речь идет о защитных сооружениях. Еще одним из особых воздействий являются землетрясения – одно из самых разрушительных природных явлений, не раз приводивших к катастрофическим последствиям и человеческим жертвам.

В современном строительстве широкое распространение получили каркасные здания, в том числе и в сейсмически опасных районах. Анализ данных о последствиях сильных землетрясений, а также численные и экспериментальные исследования, проводившиеся различными авторами [0-8], показывают, что одними из наиболее уязвимых элементов во время землетрясений являются колонны нижних этажей, в которых к максимальным продольным усилиям добавляются значительные изгибающие моменты. В результате возможно образование пластических зон, формирование трещин, приводящее к существенному снижению жесткости каркасного здания [9-13].

В феврале 2023 года произошло сильное землетрясение, которое затронуло юго-восточную Турцию и северную Сирию. Это землетрясение стало одним из самых разрушительных в регионе за последние десятилетия. Оно имело магнитуду около 7,8 балла по шкале Рихтера. Эпицентр находился в районе города Газиантеп. После основного толчка последовало множество афтершоков, некоторые из которых были почти такими же сильными, как и первоначальное землетрясение, что еще больше усугубило ситуацию. В результате землетрясения были разрушены тысячи зданий, включая жилые дома, школы и медицинские учреждения. Общее число погибших в Турции и Сирии превысило 50,000 человек, а сотни тысяч остались без крова. Одной из причин значительных разрушений явилось большое число каркасных зданий с высокими нижними этажами без диафрагм жесткости и с заполнением каркаса легкобетонными блоками (так называемыми «гибкими этажами»), которые оказались уязвимы к сейсмическому воздействию [2, 14].

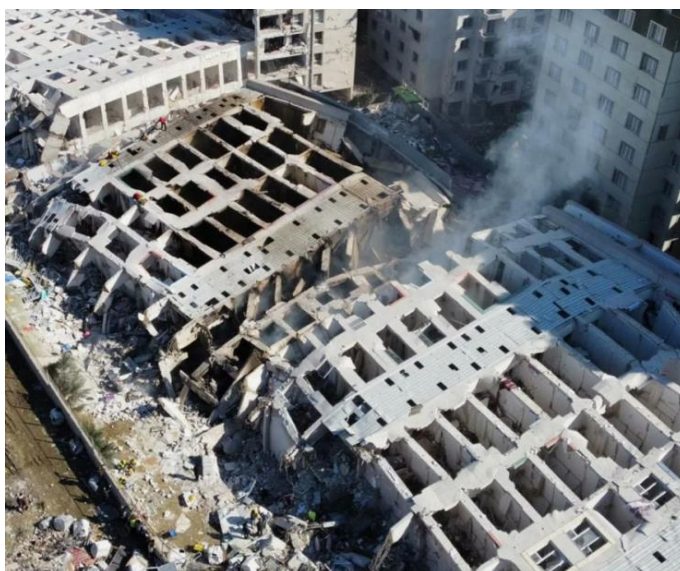
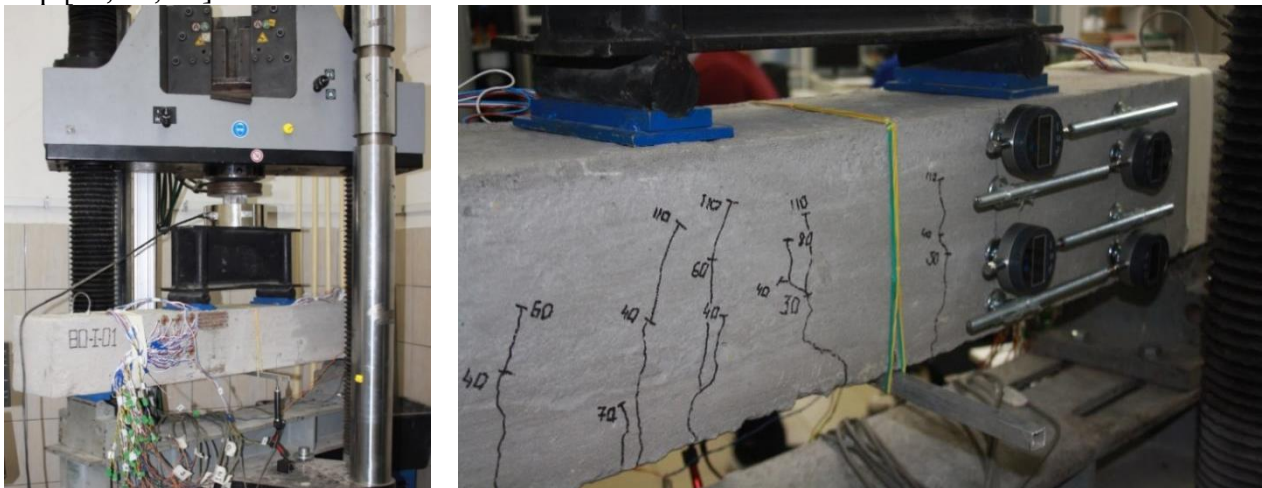
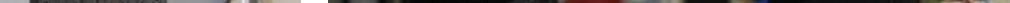


Рисунок 1 – Примеры разрушения железобетонных зданий во время землетрясения в Турции, 2023 г.

В действующих нормах по расчету бетонных и железобетонных конструкций одной из основополагающих предпосылок расчетов по нелинейной деформационной модели является гипотеза плоских сечений. Однако согласно экспериментальным данным по мере развития пластических деформаций в бетоне и арматуре гипотеза плоских сечений не соблюдается [15-17], что необходимо учитывать при оценке напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций, особенно при особых воздействиях, в тех случаях, когда в расчете по предельным состояниям первой группы определяющими являются деформационные критерии.

В связи с этим представляет интерес численное исследование влияния величины пластических деформаций арматуры на деформированное состояние как изгибаемых, так и внецентренно сжатых железобетонных элементов.

Ha ба



В процессе испытаний исследовалось напряженно-деформированное состояние балок, включая состояние после достижения предела текучести растянутой арматуры.

Результаты и обсуждение

На рис.3 представлены эпюры деформаций по высоте нормального сечения с трещиной для одного из образцов первой серии, на которых хорошо виден излом в зоне нейтральной оси, что не соответствует общепринятой гипотезе плоских сечений. Аналогичная картина наблюдалась и для других образцов. Распределение деформаций по высоте сечения может быть, с достаточной точностью, аппроксимировано двумя прямыми. Характер и степень излома эпюр деформаций меняется в процессе нагружения.

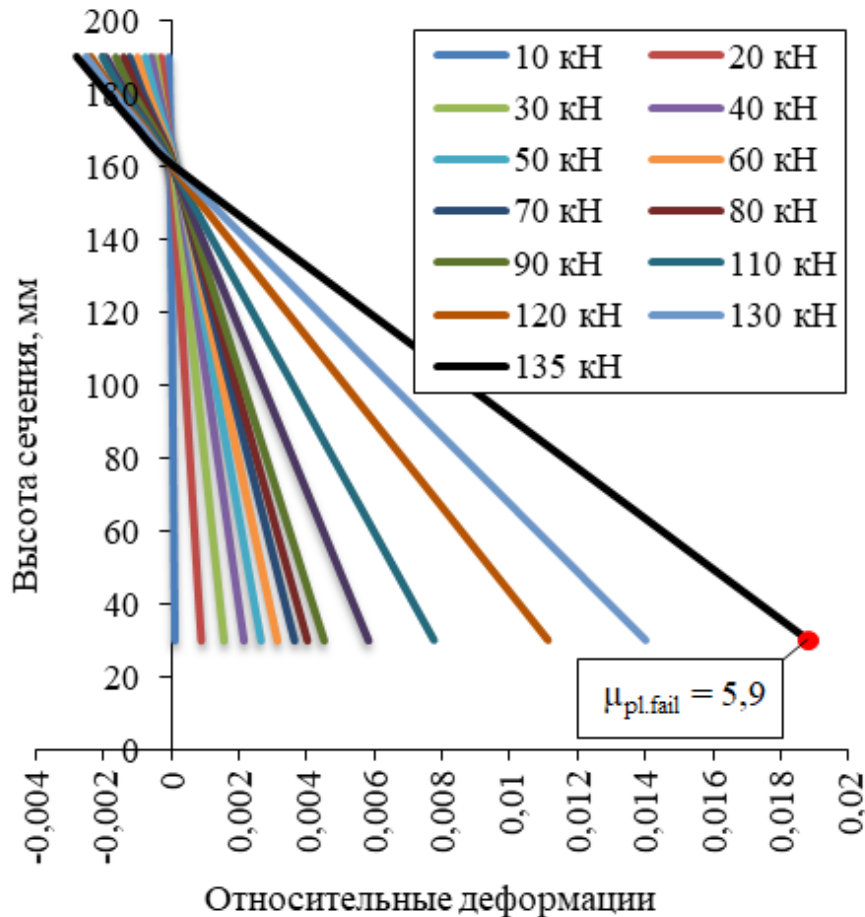


Рисунок 3 – Эпюры деформаций нормального сечения образца БО-I-02 в процессе нагружения

Для их аппроксимации может быть применена так называемая гипотеза билинейных сечений, предложенная в свое время В.И. Жарницким [19]. Для изгибаемых элементов она может быть выражена формулой (1)

$$\begin{cases} \varepsilon_x(y) = A \cdot (h_b - y) \cdot \chi & \text{при } (0 \leq y \leq h_b) \\ \varepsilon_x(y) = (h_b - y) \cdot \chi & \text{при } (h_b \leq y \leq h) \end{cases} \quad (1)$$

где A - коэффициент, зависящий от величины деформаций бетона и арматуры, χ - кривизна, h_b - высота сжатой зоны.

Проведен ряд численных расчетов моделей железобетонной балки на действие двух сосредоточенных сил в вычислительном комплексе SIMULIA Abaqus. Бетон и арматурные стержни моделировались объемными конечными элементами (рис. 4). Для бетона использована модель «concrete damaged plasticity» (CDP, модель бетона с повреждениями). Работа арматурной стали была смоделирована билинейной диаграммой с упругим и пластическим участками работы, без учета временного упрочнения в запас прочности.

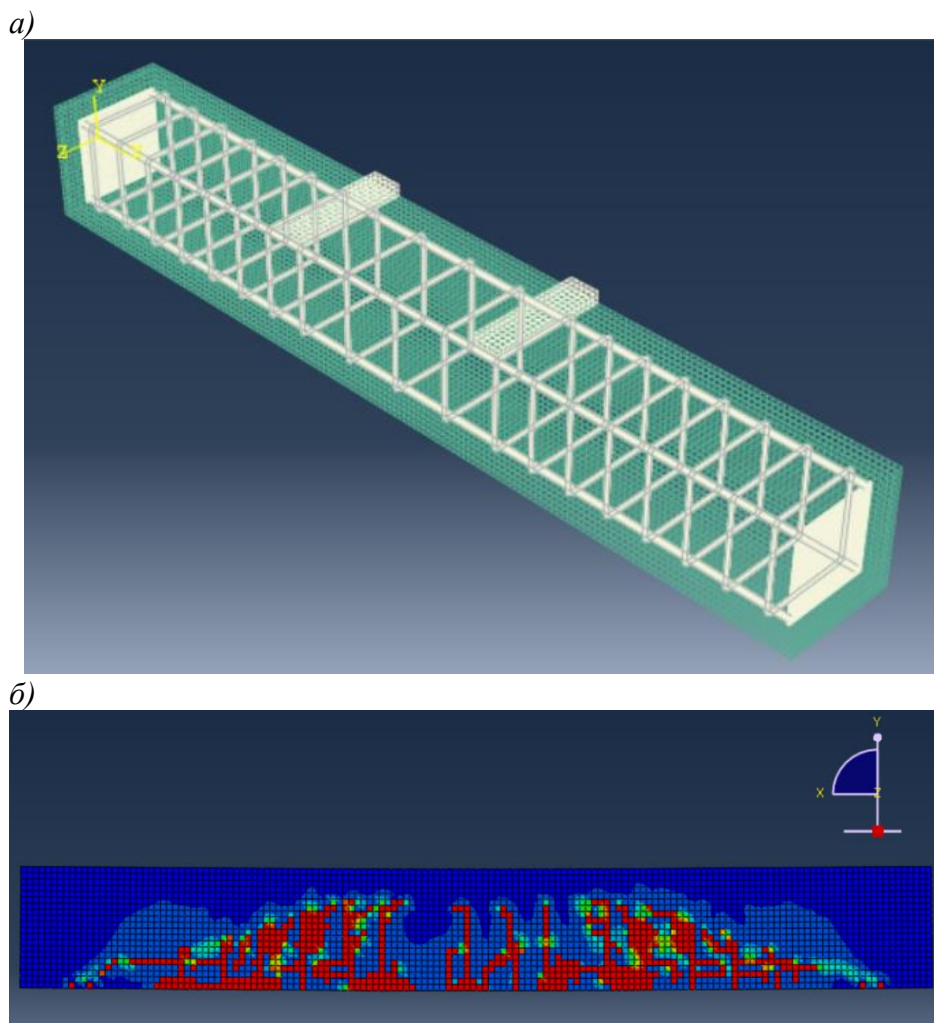


Рисунок 4 – Конечно-элементная модель образца, рассчитанного на внецентренное сжатие с эксцентриситетом 0.218 м: а – изображение конечно-элементной модели, б – схема трещинообразования

Поскольку в рамках численных исследований определяющим фактором является достижение арматурой пластических деформаций для исключения проскальзывания арматуры в теле бетона, на торцах смоделированы стальные пластины, приваренные к концам арматурных стержней (как и в экспериментальных образцах). Геометрические и физико-механические параметры образцов также соответствовали опытным.

По результатам выполненных расчетов построена зависимость влияния пластических деформаций арматуры на величину коэффициента A в формуле (1). Для верификации результатов численных расчетов проведено их сравнение с экспериментальными данными. На рис. 5 представлены зависимости коэффициента A от отношения деформаций растянутой арматуры к деформации, соответствующей началу текучести, по результатам численных расчетов и эксперимента для нормального сечения изгибаемого элемента.

Сопоставив две кривые на рис. 5, можно сделать вывод, что характер экспериментальной зависимости и зависимости, полученной по результатам численных расчетов сходен, и результаты численных расчетов подтверждаются экспериментальными данными [16].

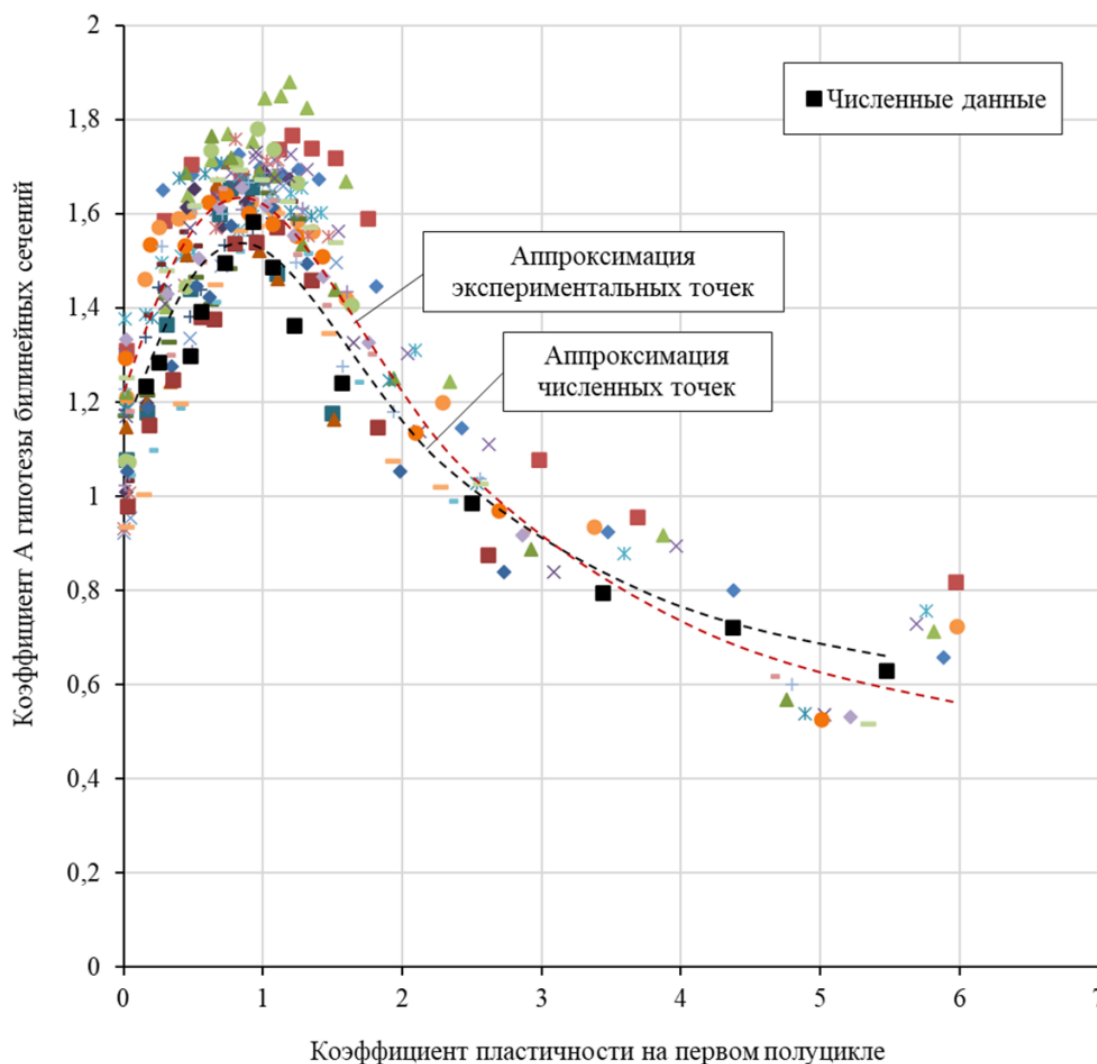


Рисунок 5 – Численная и экспериментальная зависимость коэффициента A гипотезы билинейных сечений от коэффициента пластичности по деформациям арматуры для изгибаемых железобетонных элементов с симметричным армированием

Для оценки влияния продольной силы на характер распределения деформаций по высоте сечения при внецентренном сжатии проведен ряд расчетов тех же самых железобетонных образцов, но при одновременном действии поперечной нагрузки (двух сосредоточенных сил) и продольной силы в виде давления, приложенного по торцам балки. Величина давления задавалась таким образом, чтобы имел место случай больших эксцентриситетов, и растянутая арматура входила в пластическую стадию до начала разрушения бетона от сжатия. Диаграмма арматуры была принята билинейной с пределом текучести, соответствующим нормативному сопротивлению арматуры класса А500. Диаграмма бетона соответствовала классу В25. Характер диаграммы бетона, как на сжатие, так и на растяжение соответствовал зависимостям, представленным в Приложении Г [20].

В случае внецентренного сжатия под действием изгибающего момента сечение приобретает некоторую кривизну χ , вызывающую соответствующие изгибные деформации сечения, а под действием продольной силы некоторые осевые деформации сжатия ε_c (рис. 6).

Тогда уравнение гипотезы билинейных сечений будет иметь следующий вид:

$$\begin{cases} \varepsilon_x(y) = A \cdot (h_b - y) \cdot \chi + \varepsilon_c & \text{при } (0 \leq y \leq h_b) \\ \varepsilon_x(y) = (h_b - y) \cdot \chi + \varepsilon_c & \text{при } (h_b \leq y \leq h) \end{cases} \quad (2)$$

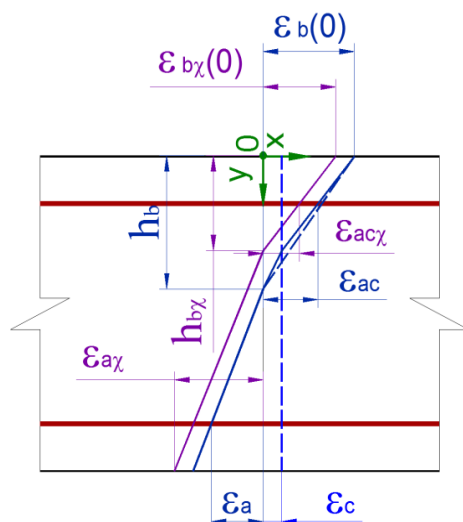


Рисунок 6 – Деформированное состояние сечения внецентренно сжатого

На рис. 7 представлены зависимости коэффициента A от коэффициента пластичности по деформациям арматуры (отношения деформации растянутой арматуры к деформации текучести) для изгибаемого элемента (кривая 1), внецентренно сжатого элемента с эксцентриситетом 0.29 м (кривая 2) и с эксцентриситетом 0.178 м (кривая 3)

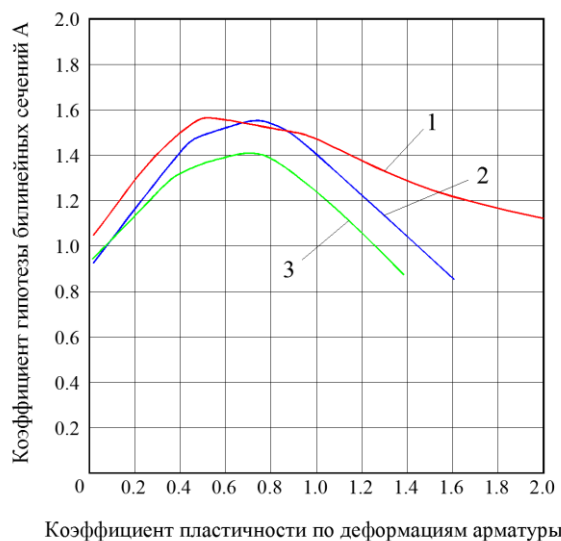


Рисунок 7 – Зависимость коэффициента A гипотезы билинейных сечений от коэффициента пластичности по результатам численных расчетов для изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов с симметричным армированием: 1 – изгибаемый элемент, 2 – внецентренно сжатый элемент с эксцентриситетом 0.363 м, 3- внецентренно сжатый элемент с эксцентриситетом 0.218

Сопоставление представленных на рисунке кривых показывает, что во внецентренно сжатых элементах ожидаемо сокращается по сравнению с изгибаемым элементом зона пластической работы арматуры, предшествующая разрушению сжатого бетона. Ее сокращение тем больше, чем больше величина сжимающей силы. Предельный коэффициент пластичности, соответствующий разрушению бетона сжатой зоны, ниже из-за влияния продольной сжимающей силы.

Характер зависимости для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов сходен, но максимальные значения смещаются в сторону больших деформаций. Максимальные значения

коэффициента A снижаются в пределах 10 %. Как и для изгибаемых элементов, в упругой стадии работы арматуры этот коэффициент больше 1, а с развитием пластических деформаций в растянутой арматуре снижается. Эпюра деформаций во всех случаях меняет характер излома в противоположную сторону, и коэффициент A становится меньше единицы. Однако во внецентренно сжатых элементах снижение происходит более интенсивно.

Получившееся в результате совместного действия момента и сжимающей силы распределение деформаций по высоте сечения тоже можно условно аппроксимировать билинейной зависимостью (рис. 6). Обозначим коэффициент, характеризующий соотношение деформаций бетона сжатой зоны и растянутой арматуры с учетом дополнительного осевого сжатия, как A_1 . На рис. 8 представлена аналогичная зависимость коэффициента A_1 от коэффициента пластичности.

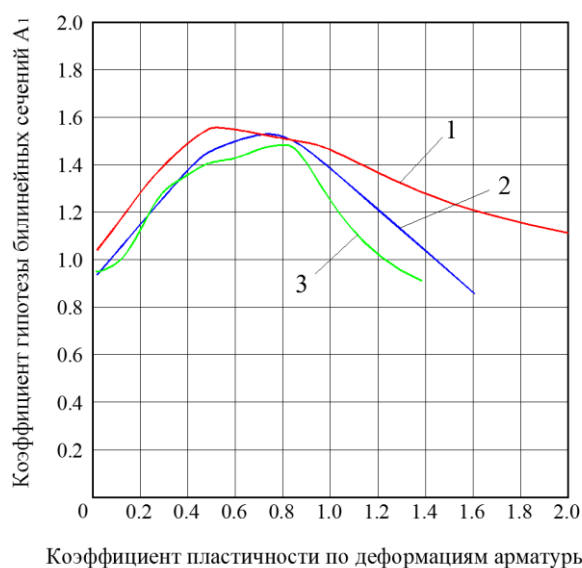


Рисунок 8 – Численная зависимость коэффициента A гипотезы билинейных сечений от коэффициента пластичности для изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов с симметричным армированием: 1 – изгибаемый элемент, 2 – внецентренно сжатый элемент с эксцентриситетом 0.29 м, 3 – внецентренно сжатый элемент с эксцентриситетом 0.178

Характер изменения этого коэффициента по мере роста пластических деформаций близок к кривым, представленным на рис. 7, но разница между максимальными значениями при изгибе и при внецентренном сжатии не превышает 6%. Также наблюдается интенсивное снижение коэффициента A_1 в пластической стадии работы арматуры, более интенсивное при внецентренном сжатии, чем при изгибе.

Заключение

Проанализировав результаты численных исследований, можно сделать следующие выводы:

1. Анализ эпюр деформаций внецентренно сжатых железобетонных элементов показал, что при монотонном нагружении, как и в случае изгиба, имеет место нарушение гипотезы плоских сечений. Изменение деформаций по высоте сечения, можно аппроксимировать билинейной зависимостью.
2. В как в изгибаемых, так и во внецентренно сжатых железобетонных элементах в случае больших эксцентриситетов, коэффициент A гипотезы билинейных сечений уменьшается в процессе нагружения по мере развития пластических деформаций в арматуре. Общий характер зависимости этого коэффициента от коэффициента пластичности сходен, как для сжато-изогнутых, так и для изгибаемых элементов, а величина отклонений незначительна.
3. Значение предельного коэффициента пластичности, соответствующего разрушению бетона сжатой зоны, ниже из-за влияния продольной сжимающей силы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абаканов М.С. Малоцикловая прочность железобетонных конструкций каркасных зданий при действии нагрузок типа сейсмических. Алмаата. АО "КазНИИСА". 2016. 132 с.
2. Акбиев Р.Т., Абаканов М.С. Оперативная оценка последствий разрушительного землетрясения в Турции (по официальным опубликованным данным СМИ и глобальной сети) [Электронный ресурс] / Р.Т. Акбиев, М.С. Абаканов // Геология и окружающая среда. 2023. Т. 3, № 1. С. 35–51.
3. Мкртычев О.В., Решетов А.А. Обеспечение сейсмостойкости железобетонных зданий // Железобетонные конструкции – 2024 № 1(5) – с. 57-67
4. Мкртычев О.В., Дорожинский В.Б., Сидоров Д.С. Исследование сейсмостойкости железобетонных зданий различных конструктивных схем // Вестник МГСУ. 2015. № 12. С. 66-75.
5. Ружич В.В., Бержинская Л.П., Левина Е.А., Пономарева Е.И. О причинах возникновения и последствиях двух разрушительных землетрясений в Турции // Геология и окружающая среда. 2023. Т. 3. № 1. С. 22-34.
6. Areen Aljaafreh, Yazan Alzubi, Eslam Al-Kharabsheh, Bilal Yasin Seismic Performance of Reinforced Concrete Structures with Concrete Deficiency Caused by In-situ Quality Management Issues// Civil Engineering Journal. 2023. Vol. 9. No. 08. pp 1957-1970.
7. Garnitsky V.I., Golda Yu.L., Kurnavina S.O. Damage development process in reinforced concrete frame under the action of seismic loads // Proceedings of the III All Russian (II International) Conference on concrete and reinforced concrete «Concrete and reinforced concrete – glance at future». Moscow. 2014. Volume II. pp.57-67.
8. Бедов А.И., Николенко И.И. Обеспечение эксплуатационных характеристик железобетонных элементов каркасов зданий, подвергшихся сейсмическим воздействиям // Строительство и реконструкция. 2021/ № 1 (93). С. 3-15. DOI: 10.33979/2073-7416-2021-93-1-3-15.
9. Алексейцев А.В. Анализ устойчивости железобетонной колонны при горизонтальных ударных воздействиях // Железобетонные конструкции. 2023. № 2(2). с. 3-12. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.2.3-12.
10. Кабанцев О.В., Усеинов Э.С., Шарипов Ш. О методике определения коэффициента допускаемых повреждений сейсмостойких конструкций // Вестник ТГАСУ. 2016. № 2. С. 117-129.
11. Тамразян А. Г., Черник В. И. Жесткость поврежденной пожаром железобетонной колонны при разгрузке после высокоинтенсивного горизонтального воздействия // Вестник МГСУ. 2023. Том 18. Выпуск 9. С. 1369-1382.
12. Шульгин В.Н., Ларионов В.И. Динамический расчет изгибаемых конструкций защитных сооружений в пластической стадии // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2007. № 4. С. 31-34.
13. Tamrazyan A.G., Kudryavtsev M.V Influence of Damage Level on Dynamic Characteristics of Reinforced Concrete Structures when Assessing their Seismic Resistance // Structural mechanics of engineering constructions and buildings. 2024 . 20(3). pp. 255-264. DOI 10.22363/1815-5235-2024-20-3-255-264.
14. Перельмутер А.В., Кабанцев О.В. О концептуальных положениях норм проектирования сейсмостойкого строительства // Вестник МГСУ. 2010. № 4. С. 238-241.
15. Курнавина С. О., И. В. Цацулин Напряженно-деформированное состояние железобетонных балок при смене знака усилия // Промышленное и гражданское строительство. 2023. № 2. С. 44-52. DOI 10.33622/0869-7019.2023.02.44-52.
16. Курнавина С. О., Цацулин И. В. Особенности деформирования сечений изгибаемых железобетонных элементов при действии нагрузок большой интенсивности // Строительство и реконструкция. 2023. № 3(107). С. 3-16. DOI 10.33979/2073-7416-2023-107-3-3-16.
17. Попов Д.С. Экспериментальные исследования динамических свойств коррозионно-поврежденных сжатых железобетонных элементов // Строительство и реконструкция. 2022. № 2. С. 55-64. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2022-100-2-55-64>.
18. Курнавина С. О., Цацулин И. В., Манаенков И. К. Влияние пластических деформаций на работу железобетонных изгибаемых элементов при смене знака усилия // Строительство и реконструкция. 2021 № 6(98). С. 50-62. DOI 10.33979/2073-7416-2021-98-6-50-62.
19. Жарницкий В. И. Прочность железобетонных конструкций по сечениям, совпадающим с фактическим полем направлений трещин (теория и эксперимент) // «Бетон и железобетон – взгляд в будущее» научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону: в 7 томах. 2014. Том 1. С. 27-38.
20. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

REFERENCES

1. Abakanov M.S. *Malotsiklovaya prochnost zhelezobetonnykh konstruksiy karkasnykh zdaniy pri deystvii nagruzok tipa seismicheskikh* [Low-cycle strength of reinforced concrete frame structures under seismic-type loads]. Alma-Ata: AO «KazNIISA», 2016. 132 p. (rus).
2. Akbiyev R.T., Abakanov M.S. Operativnaya otsenka posledstviy razrushitelnogo zemletryaseniya v Turtsii (po ofitsialnym dannym SMI i globalnoy seti) [Operational assessment of the consequences of the destructive earthquake in Turkey (based on official media and global network data)]. *Geologiya i okruzhayushchaya sreda*. 2023. Vol. 3. No. 1. Pp. 35–51. (rus).
3. Mkrtychev O.V., Reshetov A.A. Obespecheniye seismostoykosti zhelezobetonnykh zdaniy [Ensuring seismic resistance of reinforced concrete buildings]. *Zhelezobetonnye konstruksii*. 2024. No. 1(5). Pp. 57–67. (rus).
4. Mkrtychev O.V., Dorozhinskiy V.B., Sidorov D.S. Issledovaniye seismostoykosti zhelezobetonnykh zdaniy razlichnykh konstruktivnykh skhem [Study of seismic resistance of reinforced concrete buildings with different structural schemes]. *Vestnik MGSU*. 2015. No. 12. Pp. 66–75. (rus).
5. Ruzgich V.V., Berzinskaya L.P., Levina E.A., Ponomareva E.I. O prichinakh vozniknoveniya i posledstviyakh dvukh razrushitelnykh zemletryaseniy v Turtsii [On the causes and consequences of two destructive earthquakes in Turkey]. *Geologiya i okruzhayushchaya sreda*. 2023. Vol. 3. No. 1. Pp. 22–34. (rus).
6. Areen Aljaafreh, Yazan Alzubi, Eslam Al-Kharabsheh, Bilal Yasin. Seismic Performance of Reinforced Concrete Structures with Concrete Deficiency Caused by In-situ Quality Management Issues. *Civil Engineering Journal*. 2023. Vol. 9. No. 8. Pp. 1957–1970.
7. Garnitsky V.I., Golda Yu.L., Kurnavina S.O. Damage development process in reinforced concrete frame under the action of seismic loads. *Proceedings of the III All-Russian (II International) Conference on Concrete and Reinforced Concrete «Concrete and Reinforced Concrete — Glance at Future»*. Moscow, 2014. Vol. II. Pp. 57–67.
8. Bedov A.I., Nikolenko I.I. Obespecheniye ekspluatatsionnykh kharakteristik zhelezobetonnykh elementov karkasov zdaniy, podvergshikhsya seismicheskim vozdeystviyam [Ensuring operational characteristics of reinforced concrete frame elements of buildings subjected to seismic impacts]. *Stroitelstvo i rekonstruktsiya*. 2021. No. 1(93). Pp. 3–15. DOI: 10.33979/2073-7416-2021-93-1-3-15. (rus).
9. Alekseytsev A.V. Analiz ustoychivosti zhelezobetonnoy kolonny pri gorizontalnykh udarnykh vozdeystviyakh [Stability analysis of a reinforced concrete column under horizontal shock impacts]. *Zhelezobetonnye konstruksii*. 2023. No. 2(2). Pp. 3–12. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.2.3-12. (rus).
10. Kabanzev O.V., Sharipov S., Useinov E.S. O metodike opredeleniya koeffitsienta dopustimyykh povrezhdeniy seismostoykikh konstruksiy [Determination of allowable damage factor of antiseismic structures]. *Vestnik TGASU*. 2016. No. 2. Pp. 117–126. (rus).
11. Tamrazyan A.G., Chernik V.I. Zhestkost povrezhdennoy pozharom zhelezobetonnoy kolonny pri razgruzke posle vysokointensivnogo vozdeystviya [Stiffness of a fire-damaged reinforced concrete column during unloading after high-intensity impact]. *Vestnik MGSU*. 2023. Vol. 18. No. 9. Pp. 1369–1382. (rus).
12. Shulgin V.N., Larionov V.I. Dinamicheskii raschet izgibaemykh konstruksiy zashchitnykh sooruzheniy v plasticheskoy stadii [Dynamic analysis of flexural structures of protective facilities in the plastic stage]. *Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruksiy i sooruzheniy*. 2007. No. 4. Pp. 31–34. (rus).
13. Tamrazyan Ashot G., Kudryavtsev Maksim V. Influence of Damage Level on Dynamic Characteristics of Reinforced Concrete Structures when Assessing their Seismic Resistance. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2024. Vol. 20. No. 3. Pp. 255–264. DOI: 10.22363/1815-5235-2024-20-3-255-264.
14. Perelmuter A.V., Kabanzev O.V. O kontseptualnykh polozheniyakh norm proektirovaniya seismostoykogo stroitelstva [On conceptual provisions of seismic design standards]. *Vestnik MGSU*. 2010. No. 4. Pp. 238–241. (rus).
15. Kurnavina S.O., Tsatsulin I.V. Napryazhenno-deformirovannoye sostoyaniye zhelezobetonnykh balok pri smene znaka usiliya [Stress-strain state of reinforced concrete beams under sign-changing loads]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitelstvo*. 2023. No. 2. Pp. 44–52. DOI: 10.33622/0869-7019.2023.02.44-52. (rus).
16. Kurnavina S.O., Tsatsulin I.V. Osobennosti deformirovaniya izgibaemykh zhelezobetonnykh elementov pri deystvii nagruzok bolshoy intensivnosti [Features of deformation of flexural reinforced concrete elements under high-intensity loads]. *Stroitelstvo i rekonstruktsiya*. 2023. No. 3(107). Pp. 3–16. DOI: 10.33979/2073-7416-2023-107-3-3-16. (rus).
17. Popov D.S. Eksperimentalnyye issledovaniya dinamicheskikh svoystv korrozionno povrezhdennykh szhatykh zhelezobetonnykh elementov [Experimental study of dynamic properties of corrosion-damaged compressed reinforced concrete elements]. *Stroitelstvo i rekonstruktsiya*. 2022. No. 2. Pp. 55–64. DOI: 10.33979/2073-7416-2022-100-2-55-64. (rus).
18. Kurnavina S.O., Tsatsulin I.V., Manaenkov I.K. Vliyaniye plasticheskikh deformatsiy na rabotu zhelezobetonnykh izgibaemykh elementov pri smene znaka usiliya [Influence of plastic deformations on the behavior of reinforced concrete flexural elements under sign-changing loads]. *Stroitelstvo i rekonstruktsiya*. 2021. No. 6(98). Pp. 50–62. DOI: 10.33979/2073-7416-2021-98-6-50-62. (rus).

19. Garnitsky V.I. Prochnost zhelezobetonnykh konstruksiy po secheniyam, sovpadayushchim s fakticheskim polem napravleniy treshchin (teoriya i eksperiment) [Strength of reinforced concrete structures in sections coinciding with the actual crack direction field (theory and experiment)]. *Proceedings of the III All-Russian (II International) Conference on Concrete and Reinforced Concrete «Concrete and Reinforced Concrete — Glance at Future»*. 2014. Vol. 1. Pp. 27–38. (rus).

20. SP 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» [Concrete and reinforced concrete structures. Basic provisions]. Moscow, 2018.

Информация об авторах:

Курнавина Софья Олеговна

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, к.т.н., доц., доц. кафедры Железобетонных и каменных конструкций

E-mail: sofyK@yandex.ru

Цацулин Илья Владимирович

ООО «Институт «Мосинжпроект», г. Москва, Россия

к.т.н., руководитель группы

E-mail: ilya.vladimirovich.t@mail.ru

Information about authors:

Kurnavina Sofya O.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,

candidate in tech. sc., docent, associated prof. of the dep. of reinforced concrete and stone structures

E-mail: sofyK@yandex.ru

Tsatsulin Ilya V.

Mosinzhproekt Company group, Moscow Russia

candidate in tech. sc, team leader

E-mail: ilya.vladimirovich.t@mail.ru

В.И. ТРАВУШ¹, С.В. НИКИФОРОВ²¹ Российская академия архитектуры и строительных наук, г. Москва, Россия,²АО «Синергия», Санкт-Петербург, Россия

ТЕХНОЛОГИЯ БЕТОНИРОВАНИЯ МАССИВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ МФК «ЛАХТА ЦЕНТР»

Аннотация. В статье рассматриваются технологические принципы бетонирования массивных бетонных конструкций на примере нижней плиты фундамента высотного здания Башня комплекса «Лакhta Центр» в Санкт-Петербурге. Цель исследования. Разработка рекомендаций по организации технологического процесса бетонирования, обеспечивающего устройство массивной конструкции с заданными проектными характеристиками. Для достижения поставленной цели были сформулированы основные принципы организации технологического процесса бетонирования и ухода за конструкцией, основанные на требованиях обеспечения непрерывности бетонирования и отсутствия температурно-усадочных трещин. Основные результаты данного исследования могут быть применены при проектировании и устройстве массивных фундаментных конструкций уникальных зданий и сооружений.

Ключевые слова: бетонные конструкции, технология, бетонирование, бетонная смесь, трещиностойкость, уход за бетоном.

V.I. TRAVUSH¹, S.V. NIKIFOROV²¹ Russian Academy of architecture and construction, Moscow, Russia,² JSC "Synergy", St. Petersburg, Russia

TECHNOLOGY OF CONCRETING MASSIVE STRUCTURES OF THE FOUNDATIONS OF THE LAKHTA CENTER MULTIFUNCTIONAL COMPLEX

Abstract The article reviews the technological principles of concreting massive concrete structures, using the example of the Lakhta Center Tower the lower slab foundation in Saint Petersburg. Based on the requirement to ensure continuity in the concreting process, recommendations are provided for organizing the technological process that ensures the construction of a massive structure with specified design characteristics. The principles of curing the structure are examined to prevent the occurrence of temperature-shrinkage cracks. The main results of this research can be applied in the design and construction of massive foundation structures for unique buildings and structures.

Key words: concrete structures, technology, concreting, concrete mix, crack capacity, concrete curing

Введение

27 марта 2015 года судья Книги рекордов Гиннеса вручил руководителям АО МФК «Лакhta центр» сертификат об установлении нового рекорда непрерывного бетонирования, который был зарегистрирован при заливке нижней плиты фундамента высотного здания комплекса «Лакhta Центр», продолжавшейся с 20 часов 27 февраля до 21 часа 1 марта 2015 года. За 49 часов в основание уложено 19 624 кубических метра бетонной смеси, что более чем на три тысячи кубометров превосходило зарегистрированный в Книге Гиннеса мировой рекорд [1, 2].

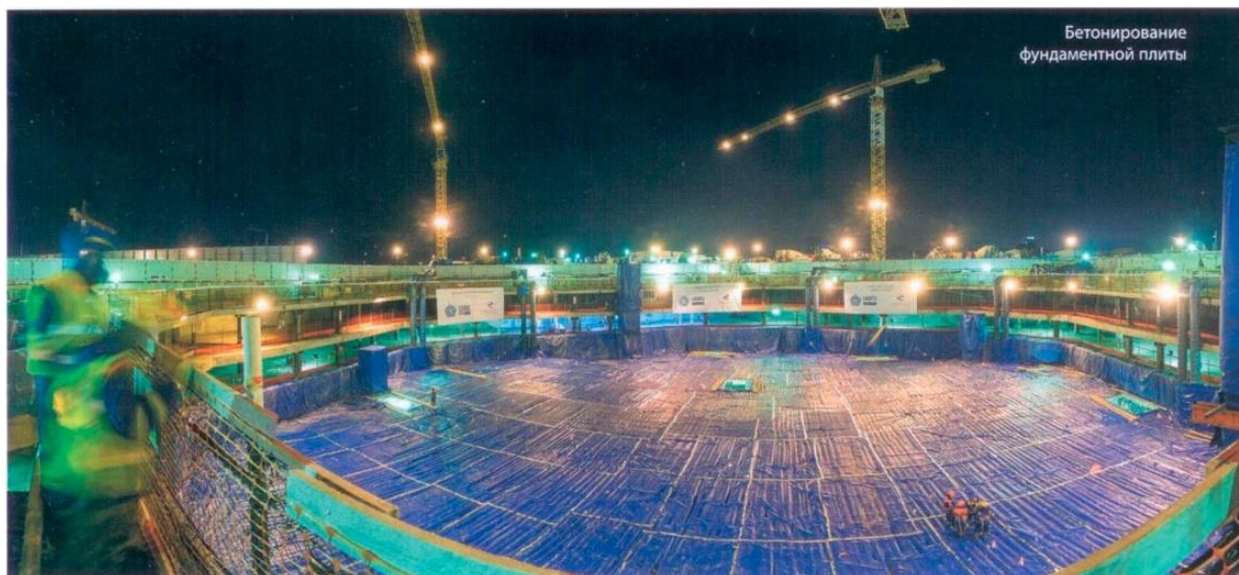


Рисунок 1. - Бетонирование фундаментной плиты коробчатого фундамента

Для бетонирования плиты был разработан специальный технологический регламент [3, 4], согласно которому бетонирование должно осуществляться непрерывно на всю высоту конструкции с равномерной укладкой смеси по всей площади от основания плиты к верху с перемещением фронта укладки смеси по вертикали.

С тех пор были зафиксированы новые рекорды, например, 7 января 2019 года при строительстве плотины Полаварам в Индии было залито 32315,5 кубометров бетона за 24 часа. Правда следует отметить, что процент армирования нижней плиты высотного здания значительно выше процента армирования железобетонного экрана плотины, что существенно усложняет процесс заливки и требует создания специальных типов бетонных смесей с высокой подвижностью.

Однако до сих пор встречается мнение [5], что непрерывное бетонирование возможно только в сравнительно простых конструкциях при незначительных объемах бетонных работ. По мнению авторов, в процессе возведения массивных монолитных фундаментов перерывы в бетонировании неизбежны, поэтому необходимо разбивать фронт работ на захватки бетонирования, между которыми устраиваются рабочие или холодные швы.

Выбор способов бетонирования и обоснование режимов выдерживания фундаментов возводимых высотных зданий зависят от температуры окружающего воздуха, сроков возведения массивных бетонируемых конструкций, а также от принятых организационно-технологических решений по строительству объекта. Важнейшей особенностью высотного строительства является сосредоточенность больших объемов монолитного бетона в пятне застройки, достигающая $50\text{--}60 \text{ м}^3/\text{м}^2$ (с учетом устройства фундаментов [4]).

На примере строительства 86-этажного здания Башни «Лахта-центр» в Санкт-Петербурге обосновываются организационно-технологические решения, принятые для возведения массивных конструкций фундаментов высотного здания, которые предусматривают определенный порядок устройства защиты и условия охлаждения бетона.

Метод

Конструкция фундаментной плиты высотного здания Башня

Конструкция плиты

Фундамент здания Башня МФК «Лахта Центр» в плане имеет пятиугольную конфигурацию с длиной каждой из боковых граней 57,25 м, состоит из нижней и верхней плит, стен и промежуточного перекрытия, что придаёт конструкции коробчатую форму. Общая высота конструкции 16,60 м, общий объем бетона около 46 тыс. м^3 [6]. Исходя из

технологических соображений, по очередности их возведения, вся конструкция условно разделена на три части (см. рис. 2), в том числе:

- **первая очередь** – нижняя монолитная железобетонная плита толщиной 3,6 м и объемом около 20,3 тыс. м³ из бетона класса по прочности на сжатие В60;
- **вторая очередь** – средняя часть фундамента высотой 11,00 м и объемом около 15,5 тыс. м³, включающая монолитные конструкции железобетонных стен из бетона класса по прочности на сжатие В80 и железобетонного перекрытия толщиной 0,40 м из бетона класса по прочности на сжатие В60;
- **третья очередь** – верхняя монолитная железобетонная плита толщиной 2,0 м и объемом около 10,5 тыс. м³ из бетона класса по прочности на сжатие В80.



Рисунок 2. - Разрез коробчатого фундамента

Нижняя монолитная железобетонная плита коробчатого фундамента [3, 4] имеет пятиугольную в плане конфигурацию с длиной боковой грани 57,25 м, размерами по диагоналям 88...93 м и по высоте 3,6 м, опирается на свайное основание и бетонную подготовку. Отметки плиты: низ -21,250 м, верх -17,650 м. Схема плиты представлена на рис. 3.

Проектные характеристики бетона нижней плиты следующие:

- класс по прочности на сжатие В60;
- марка по водонепроницаемости W8;
- марка по морозостойкости F1150.

Армирование нижней фундаментной плиты осуществляется рабочей арматурой класса А500С диаметром от 32 до 36 мм. Арматурный каркас состоит из горизонтальных сеток с шагом стержней 150 мм, равномерно распределенных по высоте конструкции плиты. Шаг между горизонтальными сетками составляет от 200 до 300 мм. Средний расход арматуры составляет 452 кг/м³. Защитный слой бетона – 68 мм. В защитном слое бетона на расстоянии 25 мм от поверхности плиты устанавливается противоусадочная сетка С-1 5Вр-1 с ячейкой 100×100 мм.

Требования к бетону и бетонной смеси

Бетон в конструкции нижней плиты коробчатого фундамента в возрасте не менее 90 суток с учетом фактического коэффициента вариации должен соответствовать классу по прочности на сжатие В60; марке по водонепроницаемости W8; марке по морозостойкости F1150. Требуемая прочность бетона в партиях бетонных смесей, доставленных на стройплощадку, в возрасте 90 суток нормального твердения должна быть не менее 68,4 МПа.

Бетон должен обладать минимальной экзотермией и замедленной в раннем возрасте кинетикой твердения в нормальных температурно-влажностных условиях [7]. При этом требуемая прочность бетона на сжатие должны быть следующие: в возрасте не менее 1 суток – 0 МПа, в возрасте не менее 3 суток – 15 МПа, в возрасте не менее 7 суток – 40 МПа, в возрасте не менее 28 суток – 65 МПа.

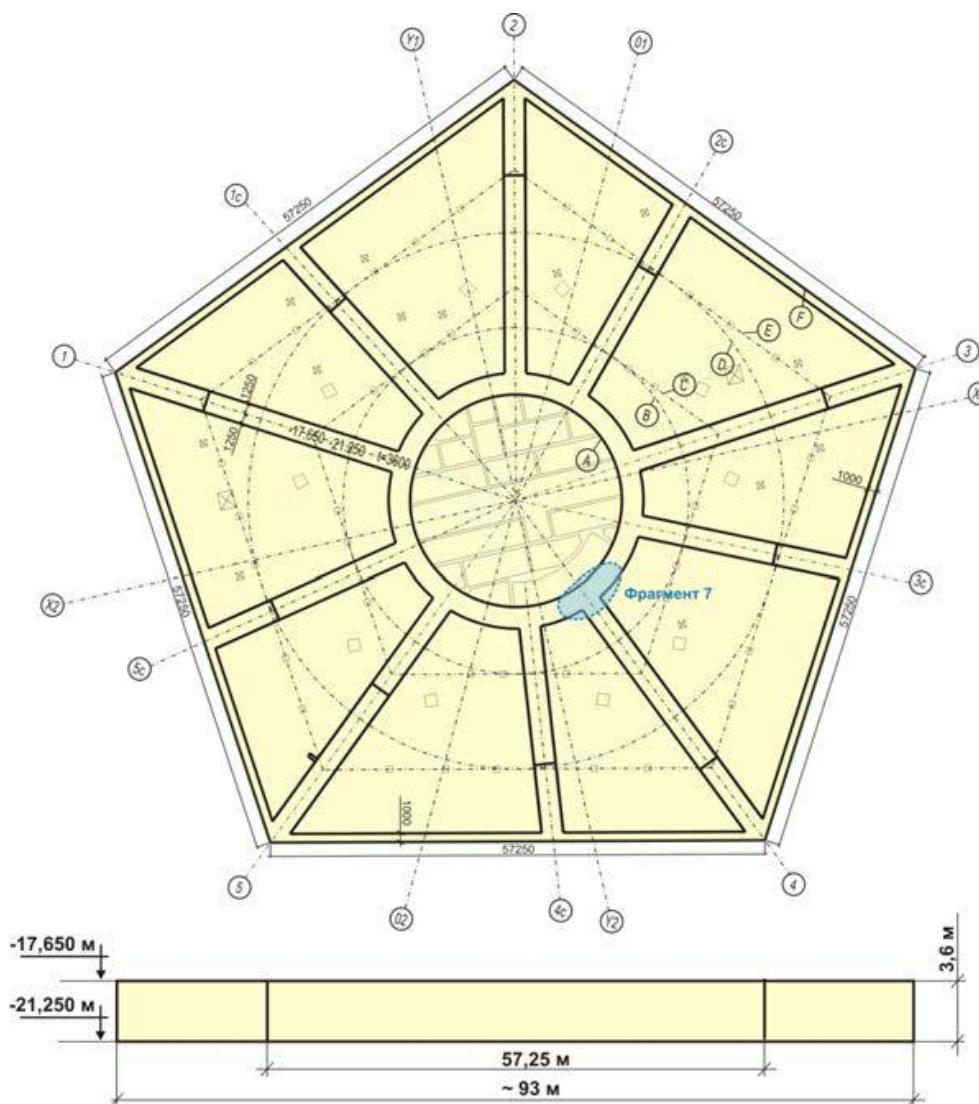


Рисунок 3 - Схема нижней плиты коробчатого фундамента

Учитывая толщину и насыщенность нижней плиты коробчатого фундамента арматурой, при бетонировании необходимо использовать высокоподвижную не расслаивающуюся смесь, относящуюся к категории самоуплотняющихся [8-10]. Поступающая на стройплощадку бетонная смесь должна обозначаться маркой обладать следующими характеристиками:

- подвижность (расплыв стандартного конуса) в момент выгрузки в бункер бетононасоса – в диапазоне 60...65 см;
- расслаиваемость (по водоотделению) – не более 0,4%;
- средняя плотность – $2350 \div 2410 \text{ кг/м}^3$;
- температура - $+5...+15^\circ\text{C}$.

2. Условия производства работ и основные принципы технологии

Нижняя плита коробчатого фундамента возводилась в зимний период со среднесуточной температурой окружающей среды -6°C . Средняя температура фундаментной плиты в режиме эксплуатации около $+8^\circ\text{C}$.

Главными условиями, определившими, выбор способов производства работ являлись:

- а) непрерывное бетонирование всей плиты объемом около $21,6 \text{ тыс. м}^3$ в течение 3-х суток;

б) обеспечение требуемых, проектных, характеристик бетона в конструкции в возрасте не более 90 сут;

в) обеспечение термической трещиностойкости конструкции, т.е. предотвращение термических трещин в конструкции, связанных с неравномерным саморазогревом и остыванием плиты после бетонирования [11-12].

В основе регламента бетонирования лежат следующие технологические принципы:

1. Бетонирование фундаментной плиты осуществляется непрерывно на всю высоту (толщину) конструкции с равномерной укладкой смеси по всей площади конструкции от основания плиты к верху с перемещением фронта укладки смеси по вертикали.

2. Средняя скорость бетонирования должна быть не менее 450 м³/час.

3. В целях уменьшения экзотермии бетона класса В60 соблюдаются следующие условия [7, 13]:

–бетонные смеси должны обладать низким энергетическим потенциалом – иметь минимизированный для данного класса бетона расход цемента не выше 360 кг/м³ в пересчете на клинкер;

–для производства бетонных смесей применяется портландцемент, содержащий СЗА в количестве не более 8%;

–бетонные смеси, доставленные на стройплощадку, должны иметь температуру в диапазоне +5...+15оС.

4. Расчетный прирост температуры бетона в ядре плиты (относительно температуры уложенной в конструкцию смеси) не более 50°С.

5. Выдерживание бетона в конструкции осуществляется в условиях, предотвращающих термическую усадку с обеспечением:

–скорости остывания бетона в ядре плиты не более 2,0 – 3,0°С в сутки;

–перепада температур между зонами, имеющими общую границу по высоте плиты не более 20°С. Допускаемое превышение указанной критической разности температур на 2°С не приведет к образованию трещин с раскрытием, превышающим нормативное значение;

Параметры набора прочности приведены в соответствии с кинетикой твердения выбранного состава бетона. Вышеизложенные принципы, касающиеся температурных характеристик бетона и особенностей ухода за конструкцией, изображены на рис. 4.

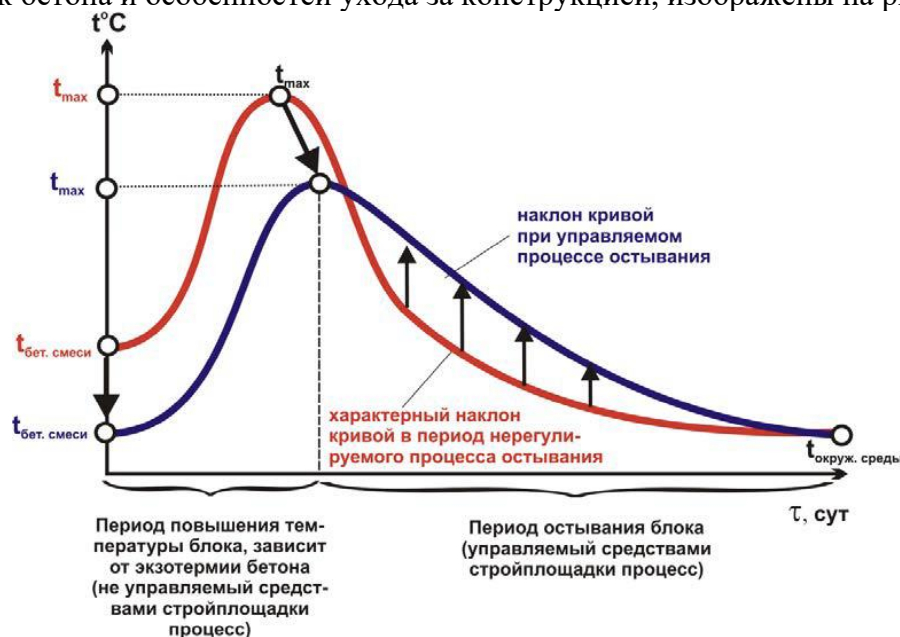


Рисунок 4 - Принципиальная схема управления температурными параметрами бетонной смеси и бетона в конструкции в процессе ее выдерживания

3. Приготовление бетонной смеси и бетонные работы

Приготовление бетонной смеси

Приготовление бетонной смеси осуществляется по стандартной технологической схеме с учетом особенности, связанной с порядком загрузки и перемешивания основных компонентов смеси и порошкообразных добавок в соответствии с составом бетонной смеси [14-15].

Особенность заключается в том, что приготовление бетонной смеси должно рассматриваться как двухстадийный процесс, состоящий из:

- стадии дозирования, загрузки и перемешивания компонентов в стационарном смесителе бетонного завода;
- стадии перемешивания в автобетоносмесителе в процессе транспортировки смесей до стройплощадки.

Первая стадия является основной, вторая – дополнительной, способствующей гомогенизации смеси и стабилизации ее консистенции при транспортировке.

Последовательность загрузки материалов в стационарный бетоносмеситель принудительного действия и длительность их перемешивания должна быть следующей:

- загрузка (через дозаторы заполнителей) щебня и песка с перемешиванием в течение 10 сек;
- загрузка воды затворения и пластифицирующих добавок;
- загрузка (через дозатор цемента) цемента и минеральных добавок шлака с перемешиванием 10 сек;
- перемешивание загруженных в смеситель материалов в течение 60...150 сек.

Наладка технологии перед началом массового производства смесей (в начале бетонирования) осуществляется по схеме на рис. 5а. При наладке технологии, после загрузки всех материалов и перемешивания в стационарном смесителе в течение 150 сек, отбираются пробы бетонной смеси для контроля заданных параметров бетонной смеси. При определении соответствия параметров бетонной смеси требуемым критериям, наладка технологии считается выполненной.

После наладки и контроля параметров первых партий смесей, приготовление осуществляется по схеме на рис. 5б с укороченным периодом перемешивания в стационарном смесителе. При этом имеется ввиду, что дальнейшее перемешивание осуществляется в автобетоносмесителе.

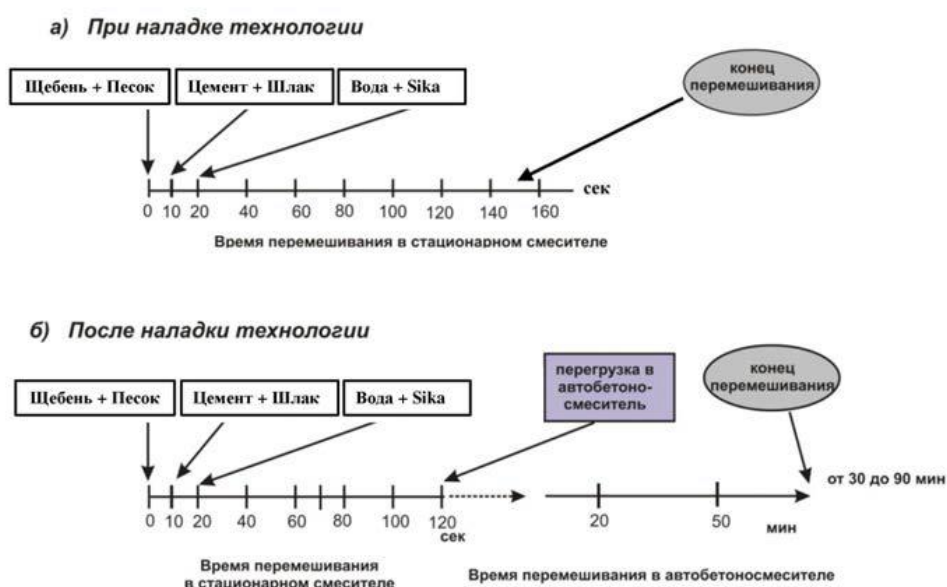


Рисунок 5 - Последовательность загрузки материалов и длительность их перемешивания

Бетонные работы

Работы по бетонированию нижней плиты коробчатого фундамента начинаются при следующих условиях:

- после приёмки арматурных работ и системы мониторинга за деформациями и напряжениями в конструкции службами авторского и технического надзора;
- при устоявшейся в течение 24 часов температуре основания и арматурного каркаса не ниже $+3^{\circ}\text{C}$;
- после выполнения подготовительных работ.

Основные виды подготовительных работ, включающих комплекс мероприятий, обеспечивающих реализацию регламентированных технологических процессов, включают следующие мероприятия:

- устройство защитного шатра;
- устройство автоматизированной системы контроля температуры;
- установка бетонолитных труб, подготовка бетононасосов и вспомогательной оснастки;
- подготовка поста для контроля качества бетонной смеси;
- прочие вспомогательные работы.

Защитный шатер предназначен для защиты от атмосферных осадков и обеспечения регламентированных требований к температурному режиму выдерживания бетона, а также для комфортной организации работ над всем фронтом бетонирования [16].

Контроль температурного режима твердения бетона производится при помощи автоматизированной системы. Регистрация температуры осуществляется с помощью датчиков, установленных в разных зонах бетонируемой плиты: в ядре и на периферии конструкции на трех высотных отметках, а также в верхней зоне плиты на участках, где планируется возведение стен коробчатого фундамента.

Бетонолитные трубы предназначены для направления бетонной смеси в нижний и средний ярусы конструкции плиты с целью предотвращения расслоения смеси, сбрасываемой сквозь горизонтальные арматурные сетки. При установке бетонолитных труб, расстановке бетононасосов и монтаже стационарных бетоноводов следует исходить из необходимости обеспечить более интенсивную укладку смесей в центральную зону плиты, в контуре опирания круглой стены ядра жёсткости.

Лабораторный пост контроля качества бетонной смеси организуется непосредственно при въезде на строительную площадку. На разгрузку (к бетононасосам) автобетоносмесители поступают только после проверки качества бетонной смеси и разрешения лабораторной службы.

Бетонная смесь, поступившая на стройплощадку с подвижностью (РК), более 65 см, имеющая признаки расслоения, возвращается на заводы – поставщики. При поступлении на стройплощадку бетонной смеси с расплывом конуса $50 \div 60$ см, смесь направляется на заводы на строительной площадке для корректировки бетонной смеси [17].

Подача бетонной смеси в зоны укладки осуществляется одновременно всеми бетононасосами в расчете на равномерное распределение смеси по всей площади плиты (рис. 6). При этом для обеспечения растекания смеси от центра к периферии конструкции, скорость укладки бетона в центральную зону плиты (в круглом контуре стен) должна быть выше, чем в периферийные зоны.

От каждого из стальных бетоноводов через гибкое звено смесь последовательно порционно подается к бетонолитным трубам. После укладки каждой порции подача смеси осуществляется в следующую бетонолитную трубу. Ориентировочная площадь распространения бетонной смеси от каждой бетонолитной трубы $130\text{--}133\text{ м}^2$, а скорость подъема слоя уложенного самоуплотнившегося бетона $7,0\text{--}7,5\text{ см/час}$.

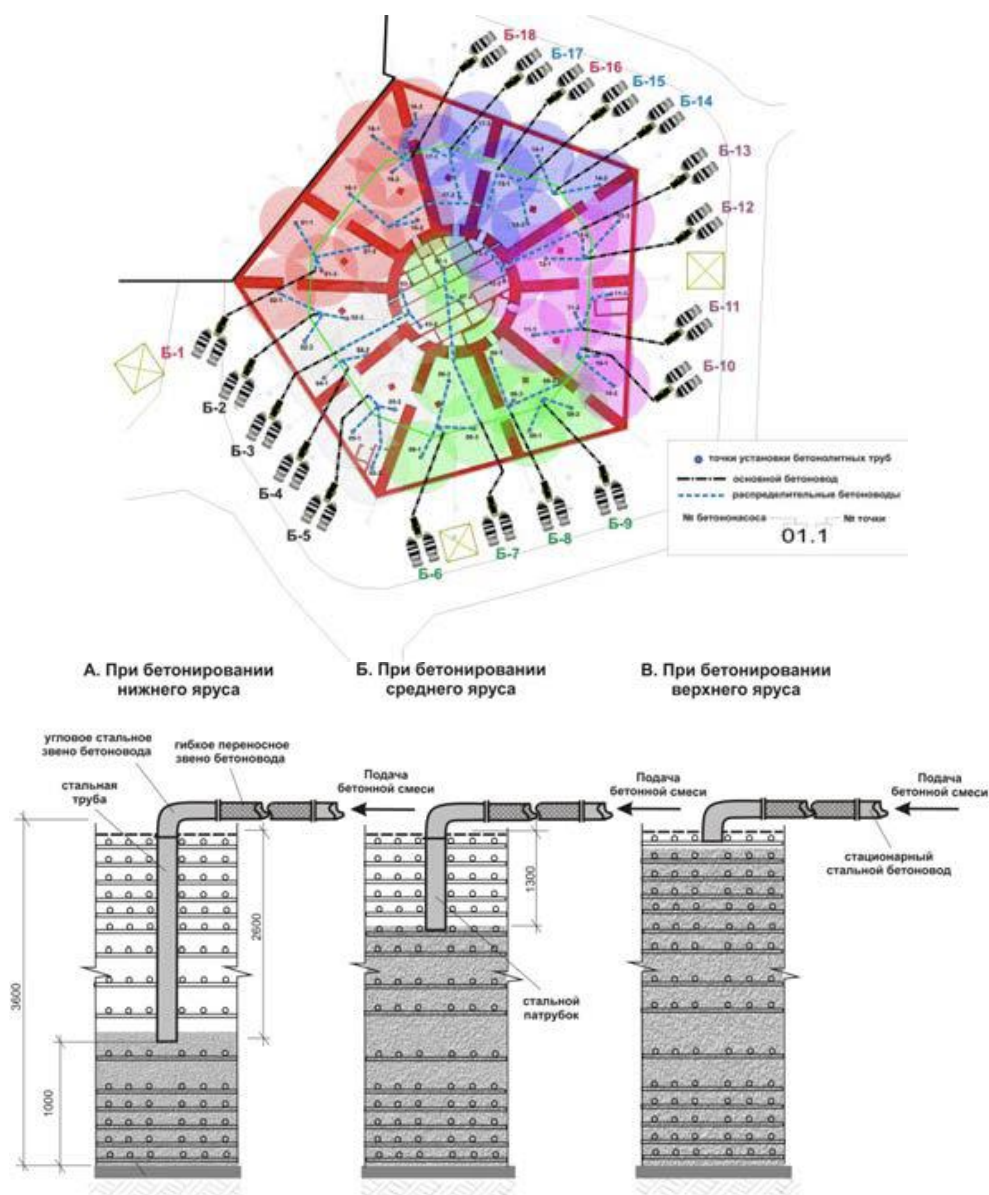


Рисунок 6 - Схема укладки бетонной смеси и направление фронта бетонирования

При использовании самоуплотняющейся бетонной смеси её уплотнение при укладке в конструкцию должно происходить под действием силы тяжести без принудительного вибровоздействия. При временной остановке укладки смеси (непредвиденных перерывах более 1 часа), перед возобновлением бетонирования допускается использование глубинных вибраторов для возбуждения поверхности уплотнившейся смеси и предотвращения горизонтальных холодных швов по всему фронту бетонирования [18].

4. Уход за бетоном конструкции

После окончания бетонирования следует организовать уход за бетоном фундаментной плиты с целью обеспечения набора прочности и предупреждения появления температурно-усадочных трещин [11-13, 16]. Принципы ухода за бетоном фундаментной плиты обоснованы расчетом термонапряженного состояния конструкции и заключаются в устройстве покрытия из теплоизолирующих рулонных материалов после окончания бетонирования и устройства влагонепроницаемого покрытия по данным мониторинга температуры при достижении перепада температур между ядром и поверхностным слоем максимум 20°C.

Без применения указанных мероприятий по регулированию температурного режима трещиностойкость фундаментной плиты не обеспечивается. Образование трещин в этом случае происходит в начальные сроки твердения бетона от 2 до 9 суток.

Мероприятия по уходу за бетоном конструкций должны выполняться с учетом заданных и прогнозируемых температурных параметров (рис. 7).

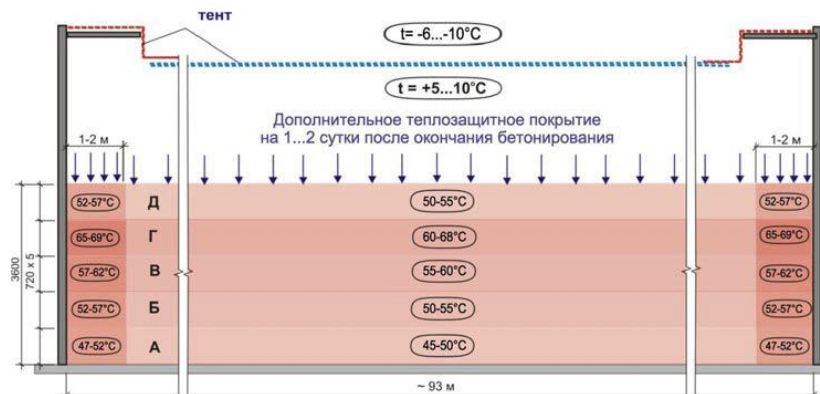


Рисунок 7 - Максимальные значения температуры в разных зонах плиты на 6-7 сутки после бетонирования

Трещиностойкость бетона в период твердения обеспечивается путем применения временного укрытия (тепняка) и поверхностной теплоизоляции.

Фундаментная плита бетонируется и выдерживается в осенне-зимний период года под тентом, где на период выдерживания бетона поддерживается температура воздуха $+10^{\circ}\text{C}$; верхняя поверхность плиты должна быть укрыта тепловлагозащитным покрытием с коэффициентом теплопередачи не выше значения, определяемого по результатам расчета термонапряженного состояния [19-20].

Для выбора теплоизоляционного материала используется формула:

$$\frac{1}{\beta} = \frac{d}{\lambda},]$$

где β – коэффициент теплопередачи ($\text{Вт}/\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}$), полученный по результатам расчета термонапряженного состояния плиты;

λ – коэффициент теплопроводности материала по ГОСТ 7076-99, указанный в спецификации материала ($\text{Вт}/\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C}$);

d – толщина теплоизоляционного материала (м).

Для фундаментной плиты коробчатого фундамента здания Башня (см. рис. 3) при температуре наружного воздуха в осенне-зимний период $-5 \dots +5^{\circ}\text{C}$ и температуре под тентом $+10^{\circ}\text{C}$ мощность поверхностной теплоизоляции должна составлять не более $\beta_{\text{пр}} = 0,75 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$, т.е. слой теплоизоляции должен иметь толщину не менее 4 см для материала Этафом с $\lambda = 0,03 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$. При выборе другого теплоизоляционного материала его толщину определяют по формуле под требуемый коэффициент теплопередачи.

Критический перепад температуры между центром и верхней поверхностью составляет $17 \pm 3^{\circ}\text{C}$, между центром и нижней поверхностью – $20 \pm 3^{\circ}\text{C}$. Допускаемое превышение указанной критической разности температур на 3°C не приведет к образованию трещин с раскрытием, превышающим нормативное значение. Указанные перепады температур актуальны в первые 9 суток с момента укладки, а в дальнейшем могут быть выше.

Максимальная температура в ядре бетонного массива согласно расчету при начальной температуре бетонной смеси 15°C составляет 68°C , при температуре бетонной смеси 10°C – 63°C . Перед укладкой бетона необходим прогрев основания как минимум до 3°C .

Теплоизоляцию следует устанавливать, как только верхний слой приобретет достаточную для этого твердость. Срок безопасного снятия тепляка при сохранении теплоизоляции при температуре наружного воздуха до -10°C составляет не менее 6-ти суток после укладки. При понижении температуры воздуха ниже -10°C этот срок должен быть увеличен до 7-11 суток.

До снятия тента необходимо обеспечить теплозащиту холодных выпусков арматуры путем закрытия их сверху 3 слоями Этафома, либо одним слоем Этафома и надеванием на выпуски теплоизолирующих чехлов, типа Вилатерм. После снятия тента устанавливаются леса для монтажа арматурных каркасов стен, по которым устанавливается укрытие в виде тента. Воздух внутри тента прогревается до перепада температур между поверхностью бетона и воздухом не более 17°C . После этого с выпусков арматуры снимается Этафон и/или Вилатерм.

Результаты и обсуждение

Описанная в настоящей статье технология устройства массивных бетонных конструкций, использовавшаяся при бетонировании нижней плиты коробчатого фундамента здания Башня МФУК «Лахта Центр», иллюстрирует возможность организации непрерывного бетонирования на всю высоту конструкции с равномерной укладкой смеси по всей площади от основания плиты кверху с перемещением фронта укладки смеси по вертикали.

При организации процесса непрерывного бетонирования необходимо руководствоваться сформулированными выше технологическими принципами, важнейшими из которых являются:

- обеспечение расчетных характеристик бетонной смеси по подвижности и расслаиваемости;
- организация бесперебойной доставки бетонной смеси на строительную площадку;
- размещение бетононасосов и бетонолитных труб, обеспечивающее равномерное распределение смеси по всей площади конструкции;
- организация ухода за бетоном с целью обеспечения набора прочности и предупреждения появления температурно-усадочных трещин.

Трещиностойкость бетона в период твердения обеспечивается путем применения временного укрытия (тепляка) и поверхностной теплоизоляции. Материал и толщина теплоизоляции определяются по результатам расчета термонапряженного состояния блока.

Заключение

1. Технология устройства массивных бетонных конструкций, примененная при строительстве нижней плиты фундамента «Лахта Центр», демонстрирует возможность непрерывного бетонирования на всю высоту конструкции с равномерным распределением смеси и вертикальным перемещением фронта укладки.
2. Для успешной организации непрерывного бетонирования необходимо соблюдение ключевых технологических принципов, включая контроль подвижности и расслаиваемости бетонной смеси, бесперебойную доставку материала, правильное размещение бетононасосов и бетонолитных труб, а также эффективный уход за бетоном для предотвращения трещинообразования.
3. Обеспечение трещиностойкости бетона в период твердения достигается за счет применения временного укрытия (тепляка) и поверхностной теплоизоляции, параметры которой определяются на основе расчета термонапряженного состояния конструкции.
4. Реализация данной технологии требует тщательного планирования и контроля всех этапов бетонирования, включая логистику, распределение смеси и термовлажностный режим, что позволяет минимизировать дефекты и обеспечить долговечность конструкции.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Илюхина Е.А., Лахман С.И., Миллер А.Б., Травуш В.И. Конструктивные решения высотного здания «Лахта Центр» в Санкт-Петербурге // Academia. Архитектура и строительство. 2019. № 3. С. 110-121.

2. Abdelrazaq Ahmad, Travush Vladimir, Shakhvorostov Alexey, Timofeevich Alexander, Desyatkin Mikhail, Jung Hyungil. The Structural Engineering Design And Construction Of The Tallest Building In Europe Lakhta Center, St. Petersburg, Russia // *International Journal of High-Rise Buildings*. 2020. Vol 9. № 3. Pp. 283-300.
3. Никифоров С.В. Особенности конструкции фундамента высотного здания «Лакhta Центра» // *Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета*. 2024. Том 26. №1. С. 180-192.
4. Травуш В.И., Шахворостов А.И. Бетонирование нижней плиты коробчатого фундамента башни комплекса «Лакhta центр» // *Высотные здания*. 2015. №1. С. 92-101.
5. Велиджанов А.Т. Анализ основных нормативных требований при возведении монолитных фундаментов зданий и сооружений // *Актуальные исследования*. 2024. № 5 (187). С. 44-46.
6. Лакhta Центр. *Tatlin Plan*. 2018. № 36(178). 136 с.
7. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Чилин И.Д. Оптимизация параметров технологии бетона для обеспечения термической трещиностойкости массивных фундаментов // *Строительные материалы* // 2022. № 10 С. 41-51.
8. Zongjin Li. *Advanced concrete technology*. 2011. Published by John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey. 521 p.
9. Комаринский М.В. Смирнов С.И. Бурцева Д.Е. Литые и самоуплотняющиеся бетонные смеси // *Строительство уникальных зданий и сооружений*. 2015. № 11(38). С. 106-118.
10. Батяновский Э. И., Бондарович А. И., Калиновская Н. Н., Рябчиков П. В. Самоуплотняющийся бетон и технология бетонирования фундаментного массива с использованием 9000 кубических метров бетона // *Наука и техника*. 2021. Т. 20, № 4. С. 329-337.
11. Семенов К.В., Барабанщиков Ю.Г. Термическая трещиностойкость массивных бетонных фундаментных плит и ее обеспечение в строительный период зимой // *Строительство уникальных зданий и сооружений*. 2014. №2 (17). С. 125-135.
12. Каприелов С.С., А.В. Шейнфельд, С.И. Иванов Опыт бетонирования массивной густоармированной конструкции с обеспечением термической трещиностойкости // *Строительные материалы* 2023. № 10. С. 15-24.
13. Семенов К.В., Титов Н.С. Учет тепловыделения бетона в расчетах термической трещиностойкости массивных железобетонных конструкций // *Инженерные исследования*. 2024, №1 (16). С. 3-12.
14. Баженов Ю.М. *Технология бетона*. М.: АСВ. 2011. 529 с.
15. Тихонов А. Ф., Королев К. М. Автоматизированные бетоносмесительные установки и заводы. М.: Высш. шк., 1990. 191 с.
16. Колчеданцев Л.М., Осипенкова Г.И. Особенности организационно-технологических решений при возведении высотных зданий // *Жилищное строительство*. 2013. № 9. С. 1-3.
17. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Киселева Ю.А. Особенности системы контроля качества высокопрочных бетонов // *Строительные материалы*. 2012. № 2. С. 63-67.
18. Несветаев Г.В., Корянова Ю.И., Сухин Д.П. Некоторые технологические параметры устройства рабочих швов при применении самоуплотняющихся бетонных смесей // *Современные тенденции в строительстве, градостроительстве и планировке территорий*. 2023. № 2(3). С. 31–39.
19. Бушманова А.В., Харченко Д.К., Семенов К.В., Барабанщиков Ю.Г., Коровина В.К., Дернакова А.В. Термическая трещиностойкость массивных сталежелезобетонных конструкций // *Инженерно-строительный журнал*. 2018. № 3(79). С. 45–53.
20. Ivanov, E.N., Semenov, K.S., Barabanshchikov, Yu.G., Akimov, S.V., Kuleshin, A.S., Titov, N.T. Concrete heat liberation in thermal stressed state analysis. *Magazine of Civil Engineering*. 2023. 124(8). Article no. 12409. DOI: 10.34910/MCE.124.9.

REFERENCES

1. Ilyukhina E.A., Lakhman S.I., Miller A.B., Travush V.I. Konstruktivnyye resheniya vysotnogo zdaniya «Lakhta Tsentr» v Sankt-Peterburge [Structural solutions for the Lakhta Center skyscraper in St. Petersburg]. *Academia. Arkhitektura i stroitelstvo*. 2019. No. 3. Pp. 110–121. (rus).
2. Abdelrazaq Ahmad, Travush Vladimir, Shakhvorostov Alexey, Timofeevich Alexander, Desyatkin Mikhail, Jung Hyungil. The Structural Engineering Design and Construction of the Tallest Building in Europe Lakhta Center, St. Petersburg, Russia. *International Journal of High-Rise Buildings*. 2020. Vol. 9. No. 3. Pp. 283–300.
3. Nikiforov S.V. Osobennosti konstruktsii fundamenta vysotnogo zdaniya «Lakhta Tsentra» [Features of the foundation design of the Lakhta Center skyscraper]. *Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta*. 2024. Vol. 26. No. 1. Pp. 180–192. (rus).
4. Travush V.I., Shakhvorostov A.I. Betonirovaniye nizhney plity korobchatogo fundamenta bashni kompleksa «Lakhta Tsentr» [Concreting of the lower slab of the box foundation of the Lakhta Center tower]. *Vysotnyye zdaniya*. 2015. No. 1. Pp. 92–101. (rus).
5. Velidzhanov A.T. Analiz osnovnykh normativnykh trebovaniy pri vozvedenii monolitnykh fundamentov zdaniy i sooruzheniy [Analysis of regulatory requirements for monolithic foundations]. *Aktualnyye issledovaniya*. 2024. No. 5 (187). Pp. 44–46. (rus).
6. Lakhta Tsentr. *Tatlin Plan*. 2018. No. 36(178). 136 p. (rus).

7. Kaprielov S.S., Sheynfeld A.V., Chilin I.D. Optimizatsiya parametrov tekhnologii betona dlya obespecheniya termicheskoy treshchinostoykosti massivnykh fundamentov [Optimization of concrete technology for thermal crack resistance in massive foundations]. *Stroitelnyye materialy*. 2022. No. 10. Pp. 41–51. (rus).
8. Zongjin Li. *Advanced Concrete Technology*. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc., 2011. 521 p.
9. Komarinskiy M.V., Smirnov S.I., Burtseva D.E. Lityye i samouplotnyayushchiyesya betonnyye smesi [Cast and self-compacting concrete mixtures]. *Stroitelstvo unikalnykh zdaniy i sooruzheniy*. 2015. No. 11(38). Pp. 106–118. (rus).
10. Batyanovskiy E.I., Bondarovich A.I., Kalinovskaya N.N., Ryabchikov P.V. Samouplotnyayushchiysya beton i tekhnologiya betonirovaniya fundamentnogo massiva s ispolzovaniyem 9000 kubichetskikh metrov betona [Self-compacting concrete and foundation concreting technology using 9000 m³ of concrete]. *Nauka i tekhnika*. 2021. Vol. 20. No. 4. Pp. 329–337. (rus).
11. Semenov K.V., Barabanshchikov Yu.G. Termicheskaya treshchinostoykost massivnykh betonnykh fundamentnykh plit i yeye obespecheniye v stroitelnyy period zimoy [Thermal crack resistance of massive concrete foundation slabs and its provision during winter construction]. *Stroitelstvo unikalnykh zdaniy i sooruzheniy*. 2014. No. 2 (17). Pp. 125–135. (rus).
12. Kaprielov S.S., Sheynfeld A.V., Ivanov S.I. Opyt betonirovaniya massivnoy gustoarmirovannoy konstruktсии s obespecheniyem termicheskoy treshchinostoykosti [Experience in concreting a massive densely reinforced structure with thermal crack resistance]. *Stroitelnyye materialy*. 2023. No. 10. Pp. 15–24. (rus).
13. Semenov K.V., Titov N.S. Uchet teplovydeleniya betona v raschetakh termicheskoy treshchinostoykosti massivnykh zhelezobetonnykh konstruktсий [Accounting for concrete heat generation in thermal crack resistance calculations]. *Inzhenernyye issledovaniya*. 2024. No. 1 (16). Pp. 3–12. (rus).
14. Bazhenov Yu.M. *Tekhnologiya betona* [Technology of Concrete]. Moscow: ASV, 2011. 529 p. (rus).
15. Tikhonov A.F., Korolev K.M. *Avtomatizirovannyye betonosmesitelnyye ustanovki i zavody* [Automated Concrete Mixing Plants]. Moscow: Vysshaya shkola, 1990. 191 p. (rus).
16. Kolchedantsev L.M., Osipenkova G.I. Osobennosti organizatsionno-tekhnologicheskikh resheniy pri vozvedenii vysotnykh zdaniy [Organizational and technological solutions for high-rise construction]. *Zhilishchnoye stroitelstvo*. 2013. No. 9. Pp. 1–3. (rus).
17. Kaprielov S.S., Sheynfeld A.V., Kiseleva Yu.A. Osobennosti sistemy kontrolya kachestva vysokoprochnykh betonov [Quality control system for high-strength concrete]. *Stroitelnyye materialy*. 2012. No. 2. Pp. 63–67. (rus).
18. Nesvetaev G.V., Koryanova Yu.I., Sukhin D.P. Nekotoryye tekhnologicheskiye parametry ustroystva rabochikh shvov pri primenenii samouplotnyayushchikhsya betonnykh smesey [Technological parameters of jointing with self-compacting concrete]. *Sovremennyye tendentsii v stroitelstve, gradostroitelstve i planirovke territoriy*. 2023. No. 2(3). Pp. 31–39. (rus).
19. Bushmanova A.V., Kharchenko D.K., Semenov K.V., Barabanshchikov Yu.G., Korovina V.K., Dernakova A.V. Termicheskaya treshchinostoykost massivnykh stalezhelezobetonnykh konstruktсий [Thermal crack resistance of massive steel-reinforced concrete structures]. *Inzhenerno-stroitelnyy zhurnal*. 2018. No. 3(79). Pp. 45–53. (rus).
20. Ivanov E.N., Semenov K.S., Barabanshchikov Yu.G., Akimov S.V., Kuleshin A.S., Titov N.T. Concrete heat liberation in thermal stressed state analysis. *Magazine of Civil Engineering*. 2023. Vol. 124. No. 8. Art. 12409. DOI: 10.34910/MCE.124.9.

Информация об авторах:

Травуш Владимир Ильич

Российская академия архитектуры и строительных наук, г. Москва, Россия,
Д-р техн. наук, проф.,
E-mail: travush@mail.ru

Никифоров Сергей Владимирович

Директор по проектированию (sergeivnikiforov@gmail.com)
АО «Синергия», Санкт-Петербург, Россия

Information about author:

Travush Vladimir I.

Russian Academy of architecture and construction, Moscow, Russia,
Doctor of technical sciences, professor,
E-mail: travush@mail.ru

Nikiforov Sergey V.

Design Director
Synergy, JSC, St. Petersburg, Bolshaya morskaya 24, Russia
E-mail: sergeivnikiforov@gmail.com

В.Н. ДЕРКАЧ¹, И.Е. ДЕМЧУК¹, П.И. МАТЯС¹

¹Филиал Научно-технический центр РУП «СТРОЙТЕХНОРМ», г. Брест, Республика Беларусь

ПРЕДЕЛЬНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ПРОЧНОСТИ ПРИ СДВИГЕ КАМЕННОЙ КЛАДКИ ИЗ КЕРАМИЧЕСКИХ ПОРИЗОВАННЫХ БЛОКОВ

Аннотация. В статье приведены результаты экспериментальных исследований прочности при сдвиге в плоскости горизонтальных растворных швов каменных кладок из поризованных керамических блоков. Исследовались значения начальной прочности при сдвиге (прочности касательного сцепления) и предельные значения прочности при сдвиге. Испытания каменных кладок выполнялись согласно СТБ EN 1052-3 при одновременном действии сжимающих и сдвигающих усилий. В зависимости от уровня обжатия разрушение каменных кладок происходило вследствие сдвига по границе кладочного изделия и растворного шва и раздробления перегородок между пустотами блоков. Установлено, что предельные значения прочности кладки при сдвиге, приведенные в нормах по проектированию каменных конструкций, существенно превышают экспериментальные значения. Указано на необходимость корректировки положения нормативных документов, касающиеся предельных значений прочности при сдвиге каменных кладок из поризованных керамических блоков.

Ключевые слова: каменная кладка, керамические поризованные блоки, неперевязанное сечение, прочность при сдвиге.

V.N. DERKACH¹, I.E. DEMCHUK¹, P.I. MATYAS¹

¹Branch office Scientific-Technical Center of the RUE "STROYTECHNORM", Brest, Republic of Belarus

LIMIT VALUES OF SHEAR STRENGTH FOR MASONRY MADE OF POROUS CERAMIC BLOCKS

Abstract. The article presents the results of experimental studies of shear strength in the plane of horizontal mortar joints of masonry from porous ceramic blocks. The initial shear strength values were investigated (strength of tangential adhesion), as well as the ultimate shear strength values. Experiments with masonry were carried out in accordance with STB EN 1052-3 with simultaneous action of compressive and shear forces. Depending on the compression level, the destruction of masonry occurred due to a shift along the border of the masonry product and the mortar joint and fragmentation of the partitions between the voids of the blocks. It has been established that the limiting values of masonry shear strength, given in the standards for the design of stone structures, significantly exceed the experimental values. The need to correct the provisions of regulatory documents regarding the ultimate values of shear strength of masonry from porous ceramic blocks is indicated.

Keywords: masonry, ceramic porous blocks, unbonded section, shear strength.

Введение

Характер разрушения каменной кладки при сдвиге, а также ее прочность на сдвиг зависят от величины и знака нормальных напряжений σ_y , действующих перпендикулярно плоскости горизонтальных растворных швов, механических характеристик кладочных материалов, размеров кладочных изделий и способа их перевязки [1-16].

При действии сдвигающего усилия вдоль горизонтальных растворных швов в зависимости от величины сжимающих напряжений σ_y могут иметь место различные механизмы разрушения кладки (рисунок 1).

© Деркач В.Н., Демчук И.Е., Матяс П.И., 2025

Когда сжимающие напряжения σ_y невелики или изгиб каменной кладки в ее плоскости вызывает появление растягивающих напряжений σ_y (область А), разрушение кладки происходит в результате раскрытия растворных швов или сдвига по контакту швов с кладочными изделиями (область В). При этом в кладке образуются горизонтальные или наклонные трещины, траектория которых проходит по контакту кладочных изделий и растворных швов.

Рост сжимающих напряжений σ_y приводит к образованию наклонных трещин, проходящих по растворным швам и кладочным изделиям (область С). Если сжимающие напряжения σ_y близки к прочности на сжатие кладки, то ее разрушение происходит в результате раздробления кладочных изделий (область D).

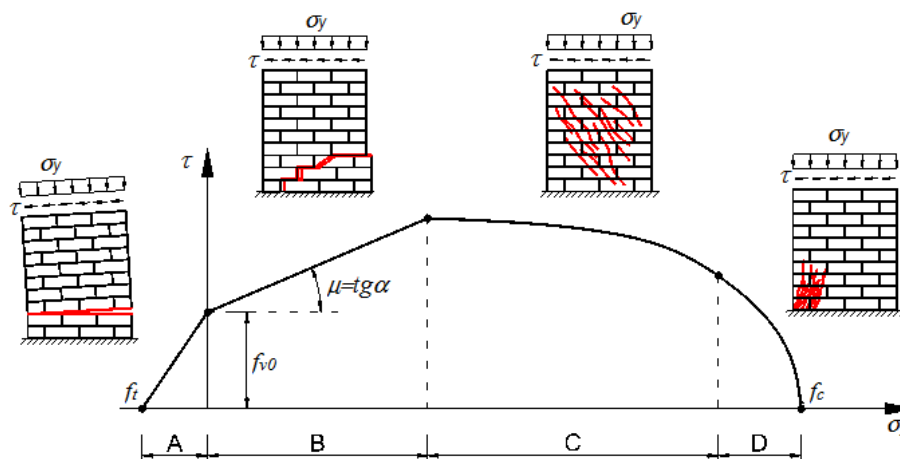


Рисунок 1– Зависимость « τ - σ_y » и характер разрушения каменной кладки [1]

В нормативных документах [17, 18, 26] прочность каменной кладки на срез по горизонтальным непрерывным швам f_v ассоциируется со сдвигом кладки в растворном шве или по контакту шва с камнем и определяется по зависимости Кулона-Мора (1):

$$f_v = f_{v0} + \mu \cdot \sigma_y \quad (1),$$

где f_{v0} – начальная прочность при сдвиге (прочность касательного сцепления);

μ – коэффициент внутреннего трения;

σ_y – нормальные сжимающие напряжения, действующие перпендикулярно плоскости горизонтальных растворных швов.

На рисунке 2 приведена графическая интерпретация критерия прочности Кулона-Мора, в котором области действия нормальных напряжений σ_y ограничены прочностью кладки на сжатие f и растяжение f_t .

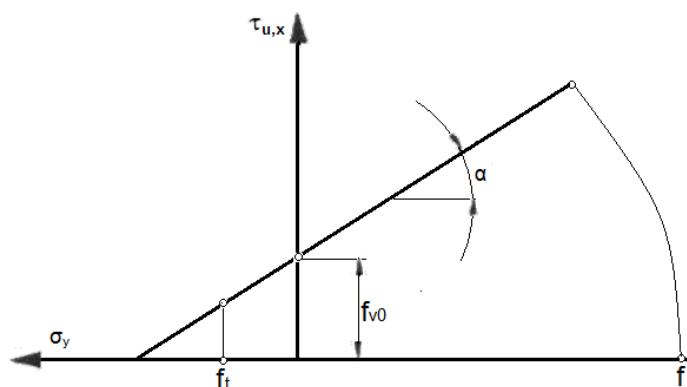


Рисунок 2– Критерий прочности Кулона-Мора

Следует отметить, что прямолинейная зависимость между касательными и нормальными напряжениями в каменной кладке соблюдается до определенного уровня напряжений σ_y , когда имеет место разрушение кладки в виде чистого сдвига (скольжения) в плоскости горизонтальных швов (см. рисунок 1). При определенных значениях сжимающих и касательных напряжений в растворных швах и кладочных изделиях возникают наклонные трещины или происходит разрыв кладочных изделий, после чего прочность каменной кладки на сдвиг с увеличением σ_y практически не меняется. Поэтому в EN 1996-1-1 [17] значения f_v ограничивают величиной $0,065-0,045f_b$ или f_{vlt} (f_b – нормируемое значение прочности на сжатие кладочного изделия). Ограничения прочности каменной кладки на сдвиг предусматривают случаи исчерпания прочности кладочных изделий на растяжение и разрушение каменной кладки в результате действия главных растягивающих напряжений.

В национальных нормах различных стран содержатся разные подходы к оценке значения f_{vlt} . Например, согласно немецкому национальному приложению к EN 1996-1-1 значение f_{vlt} определяют из выражения (2):

$$f_{vlt} = \frac{1}{c} \min \{ f_{vlt,k}; f_{vlt,r}; f_{vlt,s} \} \quad (2),$$

где c – коэффициент, значение которого зависит от отношения высоты стены h_w к ее длине l_w . При $h_w/l_w \leq 1$ $c=1$; при $h_w/l_w \geq 2$ $c=1,5$;

$f_{vlt,k}$, $f_{vlt,r}$, $f_{vlt,s}$ – значения прочности, которые связаны с разрушением кладки вследствие:

- отрыва кладочного изделия от раствора при растяжении;
- нарушения сцепления между раствором швом и кладочным изделием при сдвиге;
- образования наклонных трещин в результате действия главных растягивающих напряжений.

Значения $f_{vlt,k}$, $f_{vlt,r}$, $f_{vlt,s}$ зависят от прочности касательного сцепления, а также прочности на растяжение кладочного изделия, его размеров и глубины перевязки.

В польском национальном приложении к EN 1996-1-1 прочность кладки при сдвиге, также как и в Еврокоде 6, ограничивают величиной $0,065f_b$ в случае заполнения вертикальных швов раствором или $0,045f_b$ при пазогребневом соединении кладочных изделий, а также значениями f_{vlt} , которые в свою очередь зависят от прочности кладочного раствора на сжатие и для кладок из керамических изделий группы 2 находятся в пределах 1,0-1,4 МПа. Для аналогичных каменных кладок в нормах Республики Беларусь [18] значения $f_{vlt} = 0,9-1,6$.

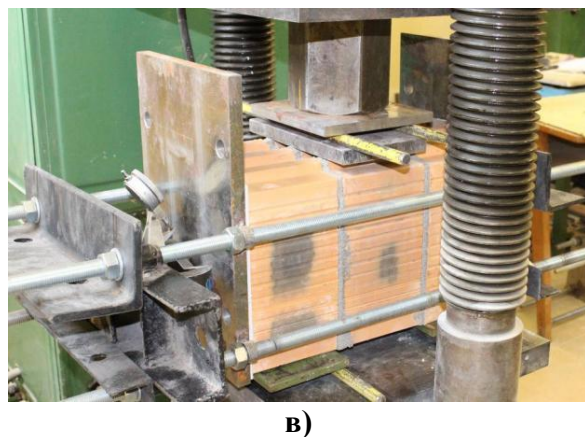
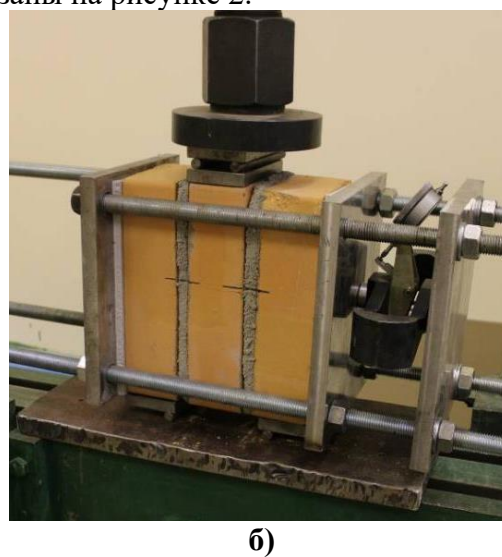
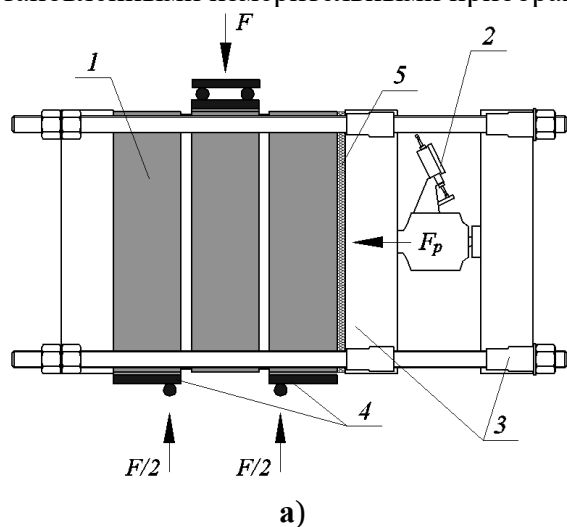
Разные подходы нормативных документов к оценке предельных значений прочности каменной кладки при сдвиге свидетельствуют о недостаточной изученности этого вопроса. Указанное обстоятельство определило необходимость проведения настоящих исследований.

Метод

Предельное значение прочности при сдвиге f_{vlt} устанавливали в соответствии с СТБ EN 1052-3 [19] по результатам испытаний образцов кладки, состоящих из трех кладочных изделий, соединенных между собой раствором швом толщиной 12 мм и подверженных одновременному действию сжимающих и сдвигающих напряжений. Для этого были изготовлены двенадцать образцов каменной кладки из поризованных пустотелых керамических блоков размерами 250x250x138 мм и девять образцов кладки из полнотелого керамического кирпича размером 250x120x65 мм. Испытания образцов кладки из керамического кирпича выполнялись с целью сопоставления механизмов их разрушения и значений прочности при сдвиге с образцами из поризованных блоков. Установленное в соответствии с СТБ EN 772-1 [20] нормализованное значение прочности на сжатие керамических блоков, составило 13,0 МПа, керамического кирпича – 31,9 МПа, а среднее

значение прочности на сжатие затвердевшего кладочного раствора согласно СТБ EN 1015-11 [21] – 15,3 МПа. После изготовления образцы кладки нагружались равномерно распределенной нагрузкой, вызывающей в поперечном сечении кладки сжимающие напряжения $\approx 2,5 \cdot 10^{-3}$ МПа, и укрывались полиэтиленовой пленкой. В нагруженном состоянии опытные образцы хранились в лабораторных условиях до испытания в течении 28 суток.

Сдвигающее усилие на образец каменной кладки передавалось с помощью лабораторного испытательного пресса П-10. Для передачи усилия предварительного обжатия использовалось специальное устройство, представляющее собой комплект пластин толщиной 20 мм, соединенных между собой резьбовыми шпильками диаметром 20 мм. Регистрация усилия предварительного обжатия осуществлялась при помощи образцового динамометра сжатия ДОСМ-3-5. Схема испытаний и общий вид опытных образцов каменной кладки с установленными измерительными приборами показаны на рисунке 2.



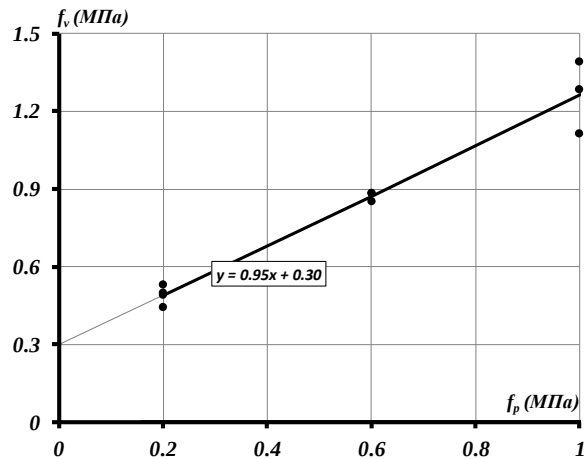
1 – испытываемый образец кладки; 2 – динамометр для контроля уровня обжатия; 3 – пластины для передачи обжатия; 4 – опорные пластины с роликовыми опорами; 5 – гипсовая прокладка
Рисунок 2– Схема испытаний и общий вид опытных образцов каменной кладки: а)- схема испытательной установки; б)-образец из полнотелого кирпича; в)- образец из поризованных блоков

Результаты и обсуждение

Независимо от величины сжимающих напряжений f_p разрушение образцов кладки из керамического кирпича происходило вследствие потери сцепления по контакту растворного шва с поверхностью кирпича, при этом график зависимости средних значений прочности при сдвиге f_v от уровня сжимающих напряжений f_p имел прямолинейный характер (рисунок 3).



а)



б)

Рисунок 3– Результаты испытаний на сдвиг кладки из керамического кирпича:
а)– характер разрушения; б)– график зависимости « f_v – f_p »

В момент разрушения наблюдался чистый сдвиг (скольжение) соединения между раствором швом и одной либо двумя поверхностями кирпича. При максимальном уровне обжигания опытных образцов трещинообразования в кирпичах и растворных швах не происходило. По результатам испытаний среднее значение прочности касательного сцепления каменной кладки из кирпича составило 0,3 МПа, а значение коэффициента внутреннего трения 0,95. При максимальном уровне обжигания кладки $f_p=1$ МПа среднее значение прочности при сдвиге $f_v=1,3$ МПа.

При испытании образцов каменной кладки из поризованных керамических блоков, даже при небольших значениях сжимающих напряжений $f_p=0,1$ МПа, сдвиг в плоскости растворного шва сопровождался разрушением перегородок между пустотами блока (рисунок 4). При этом среднее значение прочности при сдвиге каменной кладки составило 0,4 МПа.



Рисунок 4– Характер разрушения образцов каменной кладки из поризованных керамических блоков при $f_p=0,1$ МПа

Двукратное повышение уровня сжимающих напряжений не изменило картины разрушения опытных образцов. Среднее значение прочности при сдвиге каменной кладки при этом увеличилось незначительно, до 0,42 МПа (рисунок 5а).

При испытании опытных образцов только сдвигающей нагрузкой ($f_p=0$ МПа) разрушение кладки происходило вследствие сдвига по контакту поризованного керамического блока и растворного шва (рисунок 5б).

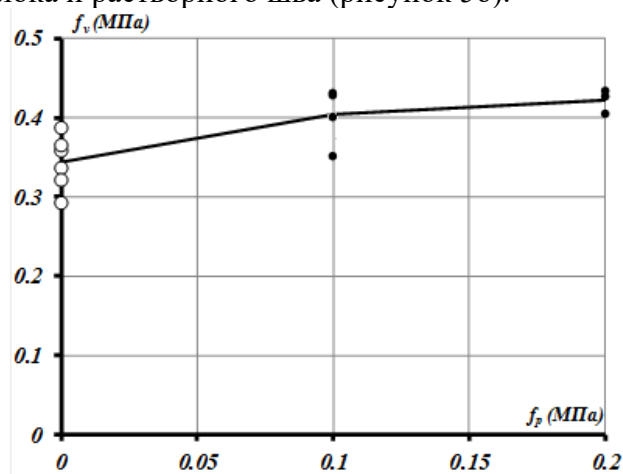


Рисунок 5– Результаты испытаний на сдвиг кладки из поризованных керамических блоков:
а)– график зависимости « f_v – f_p »; б)– характер разрушения при $f_p=0$ МПа

В отличие от кладки из керамического кирпича, при сдвиге в плоскости растворных швов кладки из поризованных блоков имел место срез раствора, заполнившего пустоты кладочных изделий и играющего роль своеобразных шпонок. Среднее значение начальной прочности при сдвиге (прочности касательного сцепления) f_{v0} при этом составило 0,34 МПа, что выше на 13%, чем кладки из полнотелого кирпича. Близкие значения f_{v0} были получены в работе [22] для кладок из поризованных керамических блоков на клеевых швах.

Из графика, приведенного на рисунке 5а, следует, что предельное значение прочности при сдвиге f_{vlt} кладки из поризованных керамических блоков составляет около 0,4 МПа, что ниже значения $0,045f_b=0,59$ МПа. Полученное значение $f_{vlt}=0,4$ МПа оказалось примерно в два раза ниже значения f_{vlt} , установленного в исследованиях [23-25] для каменных кладок из поризованных керамических камней. Объясняется это большей суммарной толщиной перегородок и наружных стенок относительно ширины изделия в поризованных керамических камнях по сравнению с керамическими блоками, а также более низкой прочностью последних. Нормализованная прочность на сжатие керамических камней была примерно на 50% выше, чем керамических блоков.

В нормах Республики Беларусь [18] для каменной кладки из керамических изделий группы 2, к которым относят поризованные керамические блоки и камни, при прочности на сжатие стандартного кладочного раствора $f_m = 10-15$ МПа, значения $f_{vlt} = 1,6$ МПа, что в четыре раза выше значений f_{vlt} , полученных по результатам настоящих экспериментальных исследований.

В нормах Российской Федерации [26], данные о предельных значениях прочности на сдвиг каменной кладки отсутствуют. В случае расчета неармированной каменной кладки на срез по горизонтальным неперевязанным растворным швам это может приводить к завышению расчетного значения поперечной силы, воспринимаемой кладкой, при одновременном действии сдвигающего и сжимающего усилий. При этом наиболее неблагоприятным является случай применения кладок из пустотелых поризованных керамических изделий, для которых предельные значения прочности на сдвиг f_{vlt} близки к значениям прочности касательного сцепления f_{v0} .

Закключение

1. Получены новые данные о характере разрушения при сдвиге с обжатием и о предельных значениях прочности на сдвиг f_{vlt} каменных кладок из поризованных керамических блоков. Экспериментально установлено, что предельные значения прочности на сдвиг f_{vlt} каменных кладок из поризованных керамических изделий производства Республики Беларусь зависят от вида кладочных изделий и находятся в диапазоне 0,4-0,8 МПа, что в 4-2 раза ниже значений f_{vlt} , приведенных в строительных правилах СП 5.02.01-2021.
2. В своде правил СП 15.13330.2020 отсутствуют данные о предельных значениях прочности на сдвиг по неперевязанному сечению каменных кладок, воспринимающих сдвигающие и сжимающие усилия, что может приводить к неоправданному завышению несущей способности каменных конструкций на срез по горизонтальным раствором швам.
3. Проведенные исследования свидетельствуют о необходимости корректировки норм Республики Беларусь СП 5.02.01-2021 и Российской Федерации СП 15.13330.2020 в части расчета на срез неармированных каменных кладок, подверженных одновременному действию сжимающих и сдвигающих усилий.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Mann W., Müller H. Failure of Shear-stressed Masonry-an Enlarged Theory, Tests and Application to Shear // Proc. of the British Ceramic Society. 1982. №30. Pp. 223-235.
2. Dialer C.D. Bruch und Verformungsverhalten von Schubbeanspruchten Mauerwerksscheiben // Mauerwerk-Kalender 1992, Ernst & Sohn Verlag. 1992. Pp. 609-614.
3. Crisafulli F.J., Carr A.J., Park R. Shear Strength of Unreinforced Masonry Panels // Papers from Pacific Conf. on Earthquake Engng. – Melbourne, 1995. Pp. 77-86.
4. Graubner C.A., Simon E. Zur Schubtragfähigkeit von Mauerwerk aus großformatigen Steinen // Mauerwerk-Kalender 26, 2001, Ernst & Sohn Verlag. 2001. Pp. 737-752.
5. Lourenço P.B., Barros J.O., Oliveira J.T. Shear testing of stack bonded masonry // Construction and Building Materials. 2004. №18(2). Pp. 125-132.
6. Jasiński R., Piekarczyk A. Próba opisu zjawiska ścinania w kierunku równoległym i prostopadłym do spoin wspornych niezbrojonych murów ceglanych // Materiały XLIX Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB. – Warszawa – Krynica, 2003. S. 139 -147.
7. Oan A.F., Shrive N.G. Shear of concrete masonry walls // 11th Canadian Masonry Symposium, Toronto, Ontario, May 31- June 3, 2009. 10 p.
8. Tomazevic M. Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6: Shear versus tensile strength of masonry // Materials and Structures. 2009. №42. Pp. 72-93.
9. Popal, R., Lissel S.L. Numerical evaluation of existing mortar joint shear tests and a new test method // Proceedings of 8th International Masonry Conference, July 4-7, 2010. Pp 21-35.
10. Деркач В.Н., Орлович Р.Б. Прочность каменной кладки на срез по неперевязанным сечениям // Строительство и реконструкция. 2010. №3. С.7-13.
11. Fehling, E., Ismail, M., Samaan, S. Biegezugversuche an Planziegelmauerwerk. Mauerwerk, 2015(5). Pp. 355–362.
12. Pftzing T. Zur Schubtragfähigkeit von Mauerwerksscheiben mit teilweise aufliegender Deckenplatte // Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau. Structural Materials and Engineering Series. Heft 35. 2020. № 35.195 s.
13. Lavado L., Gallardo J. Shear strength of brick mortar interface for masonry in Lima city // Tecnia vol.29. 2019 №2. Pp. 57-63.
14. Beconcini M.L., Croce P., Formichi P., Landi F., P. Benedetta Experimental Evaluation of Shear Behavior of Stone Masonry Wall / Materials (Basel). 2021. №14(9). 13p.
15. Wilding B.V., Godio M., Beyer K. The ratio of shear to elastic modulus of in-plane loaded masonry/ Materials and Structures. 2020. №53(2). Pp. 83-98.
16. Kozłowski M, Galman I, Jasiński R. Finite Element Study on the Shear Capacity of Traditional Joints between Walls Made of AAC Masonry Units // Materials (Basel). 2020 №13(18). Pp. 34-47.
17. Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk: EN 1996-1-1:2005. – Berlin: Deutsches Institut für Normung, 2005. – 127 p.
18. Каменные и армокаменные конструкции. Строительные нормы проектирования: СП 5.02.01-2021.– Введ.1.04.2021.– Минск: МАиС, 2021. 116 с.

19. Методы испытаний каменной кладки. Часть 3. Определение начальной прочности при сдвиге: СТБ EN 1052-3-2017. – Введ. 01.08.2018. – Минск: РУП «Стройтехнорм». 2013. 17 с.
20. Методы испытаний изделий для каменной кладки. Часть 1. Определение прочности при сжатии: СТБ EN 772-1-2014. – Введ. 01.01.2015. – Минск: РУП «Стройтехнорм». – 2015. 16 с.
21. Методы испытаний растворов для каменной кладки. Часть 11. Определение прочности затвердевшего раствора при изгибе и сжатии: СТБ EN 1015-11-2012. – Введ. 01.09.2013. – Минск: РУП «Стройтехнорм». 2013. 14 с.
22. Грановский А.В., Сайфулина Н.Ю., Иванова Г.М., Ефименко М.Н. Сейсмостойкость стен из крупноформатных керамических поризованных (шлифованных) многопустотных камней на клеевом растворе // Промышленное и гражданское строительство. 2013. №6. С. 67-70.
23. Деркач, В.Н. Прочность касательного сцепления цементных растворов в каменной кладке // Инженерно-строительный журнал. 2012. №3(29). С. 19-28.
24. Демчук, И.Е. Предельные значения прочности каменной кладки при сдвиге в Национальном приложении к Еврокоду 6 // Актуальные проблемы инновационной подготовки инженерных кадров при переходе строительной отрасли на европейские стандарты: сборник Международных научно-технических статей (материалы научно-метод. конф.), г. Минск, 26-27 мая 2015 г. / БНТУ; редкол.: В.Ф. Зверев, С.М. Коледа. – Минск: БНТУ, 2015. С. 77-89.
25. Демчук И.Е. Экспериментально-теоретические исследования каменной кладки при сдвиге с обжатием // Вестник БрГТУ. 2016. № 1(97): Строительство и архитектура. С. 112-116.
26. Свод правил. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81: СП 15.13330.2020 – Введ. 1.07.2021. – М.: Минстрой России, 2021. 124с.

REFERENCES

1. Mann W., Müller H. Failure of Shear-stressed Masonry — an Enlarged Theory, Tests and Application to Shear. *Proc. of the British Ceramic Society*. 1982. No. 30. Pp. 223–235.
2. Dialer C.D. Bruch und Verformungsverhalten von schubbeanspruchten Mauerwerksscheiben [Fracture and deformation behavior of shear-stressed masonry panels]. *Masonry Calendar* 1992. Ernst & Sohn Verlag, 1992. Pp. 609–614.
3. Crisafulli F.J., Carr A.J., Park R. Shear Strength of Unreinforced Masonry Panels. *Papers from Pacific Conference on Earthquake Engineering*. Melbourne, 1995. Pp. 77–86.
4. Graubner C.A., Simon E. Zur Schubtragfähigkeit von Mauerwerk aus großformatigen Steinen [Shear resistance of masonry from large-sized elements]. *Masonry Calendar* 26. Ernst & Sohn Verlag, 2001. Pp. 737–752.
5. Lourenço P.B., Barros J.O., Oliveira J.T. Shear testing of stack bonded masonry. *Construction and Building Materials*. 2004. Vol. 18. No. 2. Pp. 125–132.
6. Jasiński R., Piekarczyk A. Próba opisu zjawiska ścinania w kierunku równoległym i prostopadłym do spoin wspornych niezbrojonych murów ceglanych [An attempt to describe shear in the direction parallel and perpendicular to the base joints of unreinforced brick walls]. *Materiały XLIX Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB*. Warszawa–Krynica, 2003. Pp. 139–147.
7. Oan A.F., Shrive N.G. Shear of concrete masonry walls. *11th Canadian Masonry Symposium*. Toronto, 2009. 10 p.
8. Tomazevic M. Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6: Shear versus tensile strength of masonry. *Materials and Structures*. 2009. Vol. 42. Pp. 72–93.
9. Popal R., Lissel S.L. Numerical evaluation of existing mortar joint shear tests and a new test method. *Proceedings of 8th International Masonry Conference*. 2010. Pp. 21–35.
10. Derkach V.N., Orlovich R.B. Prochnost' kamennoj kladki na srez po neperevyazannym secheniyam [Shear strength of masonry parallel to the horizontal joints]. *Construction and Reconstruction*. 2010. No. 3. Pp. 7–13. (rus).
11. Fehling E., Ismail M., Samaan S. Biegezugversuche an Planziegelmauerwerk [Bending tensile tests on flat brick masonry]. *Masonry*. 2015. No. 5. Pp. 355–362.
12. Pftzing T. Zur Schubtragfähigkeit von Mauerwerksscheiben mit teilweise aufliegender Deckenplatte [Shear capacity of masonry slabs with a partially supported floor slab]. *Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau*. 2020. No. 35. 195 p.
13. Lavado L., Gallardo J. Shear strength of brick mortar interface for masonry in Lima city. *Tecnia*. 2019. Vol. 29. No. 2. Pp. 57–63.
14. Beconcini M.L., Croce P., Formichi P., Landi F., Benedetta P. Experimental Evaluation of Shear Behavior of Stone Masonry Wall. *Materials (Basel)*. 2021. Vol. 14. No. 9. 13 p.
15. Wilding B.V., Godio M., Beyer K. The ratio of shear to elastic modulus of in-plane loaded masonry. *Materials and Structures*. 2020. Vol. 53. No. 2. Pp. 83–98.
16. Kozłowski M., Galman I., Jasiński R. Finite Element Study on the Shear Capacity of Traditional Joints between Walls Made of AAC Masonry Units. *Materials (Basel)*. 2020. Vol. 13. No. 18. Pp. 34–47.

17. Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk: EN 1996-1-1:2005 [Eurocode 6: Design and construction of masonry buildings. Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry]. Berlin: Deutsches Institut für Normung, 2005. 127 p.
18. Kamennye i armokamennye konstrukcii. Stroitel'nye normy proektirovaniya: SP 5.02.01-2021 [Masonry and reinforced masonry structures. Building design standards]. Minsk: MAiS, 2021. 116 p. (rus).
19. Metody ispytanij kamennoj kladki. CHast' 3. Opredelenie nachal'noj prochnosti pri sdvige: STB EN 1052-3-2017 [Test methods for masonry. Part 3. Determination of initial shear strength]. Minsk: RUP «Strojtekhnorm», 2018. 17 p. (rus).
20. Metody ispytanij izdelij dlya kamennoj kladki. CHast' 1. Opredelenie prochnosti pri szhatii: STB EN 772-1-2014 [Test methods for masonry products. Part 1. Determination of compressive strength]. Minsk: RUP «Strojtekhnorm», 2015. 16 p. (rus).
21. Metody ispytanij rastvorov dlya kamennoj kladki. CHast' 11. Opredelenie prochnosti zatverdevshego rastvora pri izgibe i szhatii: STB EN 1015-11-2012 [Test methods for masonry mortars. Part 11. Determination of the strength of a hardened mortar in bending and compression]. Minsk: RUP «Strojtekhnorm», 2013. 14 p. (rus).
22. Granovskiy A.V., Sayfulina N.Yu., Ivanova G.M., Efimenko M.N. Sejsmostojkost' sten iz krupnoformatnykh keramicheskikh porizovannykh (shlifovannykh) mnogopustotnykh kamnej na kleevom rastvore [Seismic resistance of walls made of large-format ceramic porous (polished) multi-hollow masonry elements with adhesive mortar]. *Industrial and Civil Construction*. 2013. No. 6. Pp. 67–70. (rus).
23. Derkach V.N. Prochnost' kasatel'nogo scephleniya cementnykh rastvorov v kamennoj kladke [Shear strength of cement mortars in masonry]. *Engineering and Construction Journal*. 2012. No. 3(29). Pp. 19–28. (rus).
24. Demchuk I.E. Predel'nye znacheniya prochnosti kamennoj kladki pri sdvige v Nacional'nom prilozhenii k Evrokodu 6 [Limit values for the shear strength of masonry in the National Annex to Eurocode 6]. *Aktual'nye problemy innovacionnoj podgotovki inzhenernykh kadrov pri perekhode stroitel'noj otrasli na evropejskie standarty*. Minsk: BNTU, 2015. Pp. 77–89. (rus).
25. Demchuk I.E. Experimental and theoretical studies of masonry under shear with compression // *Vestnik BrGTU*. 2016. № 1(97): Construction and Architecture. C. 112–116.
26. Code of rules. Stone and reinforced stone structures. Actualized edition of SNiP II-22-81: SP 15.13330.2020- Vved. 1.07.2021.- M.: Ministry of Construction of Russia, 2021. 124 c.

Информация об авторах:

Деркач Валерий Николаевич

Филиал Научно-технический центр РУП «СТРОЙТЕХНОРМ», г. Брест, Республика Беларусь,
доктор технических наук, профессор, директор.
E-mail: v-derkach@yandex.ru

Демчук Игорь Евгеньевич

Филиал Научно-технический центр РУП «СТРОЙТЕХНОРМ», г. Брест, Республика Беларусь,
кандидат технических наук, заведующий лабораторией.
E-mail: 7263712@mail.ru

Матяс Павел Игоревич

Филиал Научно-технический центр РУП «СТРОЙТЕХНОРМ», г. Брест, Республика Беларусь,
ведущий инженер-конструктор.
E-mail: matyas.ntc@gmail.com

Information about authors:

Derkach Valery N.

Branch office Scientific-Technical Center of the RUE "STROYTECHNORM", Brest, Republic of Belarus,
doctor of Technical Sciences, professor, Director.
E-mail: v-derkach@yandex.ru

Demchuk Igor E.

Branch office Scientific-Technical Center of the RUE "STROYTECHNORM", Brest, Republic of Belarus,
candidate of Technical Sciences, Head of the laboratory.
E-mail: 7263712@mail.ru

Matyas Pavel I.

Branch office Scientific-Technical Center of the RUE "STROYTECHNORM", Brest, Republic of Belarus,
candidate of Technical Sciences, Principal Design Engineer.
E-mail: matyas.ntc@gmail.com

С.Ю. САВИН¹, М.З. ШАРИПОВ¹, В.С. МОСКОВЦЕВА¹¹ НИУ «Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДЛИТЕЛЬНО НАГРУЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ДИНАМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ

Аннотация. Исследуется влияние предыстории нагружения на несущую способность длительно нагруженных сжатых и внецентренно сжатых железобетонных элементов эксплуатируемых зданий и сооружений, подверженных динамическому догружению в результате аварийных воздействий, с учетом изменения прочности и деформативности бетона. С использованием равновесных билинейных диаграмм деформирования бетона получено аналитическое выражение для оценки несущей способности внецентренно сжатых железобетонных элементов при различных режимах нагружения. Для проверки достоверности предложенной аналитической зависимости выполнены экспериментальные исследования несущей способности длительно нагруженных сжатых железобетонных элементов при динамическом воздействии вследствие аварийной ситуации. Сопоставлением с экспериментальными данными показано, что в области малых эксцентриситетов, близких к случайным, рассчитанные значения предельных изгибающих моментов меньше, чем по зависимостям из СП 63.13330.2018, и при этом ближе к результатам экспериментальных исследований.

Ключевые слова: железобетон, сжатый элемент, экспериментально-теоретическое исследование, статико-динамическое нагружение, несущая способность

S.YU. SAVIN¹, M.Z. SHARIPOV¹, V.S. MOSKOVTSOVA¹¹ Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russian Federation

EXPERIMENTAL AND THEORETICAL STUDY OF THE PERFORMANCE OF LONG-TERM LOADED REINFORCED CONCRETE MEMBERS IN COMPRESSION UNDER DYNAMIC ACTION

Abstract. This study investigates the effect of loading history on the performance of long-term loaded members in compression subjected to dynamic action as a result of accidental situation. In addition, it considers changes in the strength and deformability of concrete. Analytical expressions have been developed to estimate the load-bearing capacity of reinforced concrete members in compression under different loading modes using equivalent bilinear diagrams of concrete deformation. To verify the reliability of the proposed analytical relations, experimental studies of the load-bearing capacity of long-term loaded compressed reinforced concrete members have been carried out under dynamic action which models accidental situation. Comparison of calculation results with experimental data shows that in the region of small eccentricities, close to accidental ones, the ultimate bending moments are smaller than calculated according to the relations presented in SP 63.13330.2018, and at the same time closer to the results of experimental studies.

Keywords: reinforced concrete, member in compression, experimental-theoretical study, static-dynamic loading, bearing capacity

Введение

Колонны являются важными элементами в перераспределении нагрузок между несущими конструкциями каркасов зданий, поврежденных в результате аварийных воздействий. По этой причине важными задачами являются оценка режима нагружения и особенности их сопротивления [1–6].

© Савин С.Ю., Шарипов М.З., Московцева В.С., 2025

В экспериментальных исследованиях [7,8] отмечаются динамические эффекты в несущих элементах в зоне возможного локального разрушения, в том числе в колоннах. В этих исследованиях, а также в теоретических работах Г.А. Гениева [9], В.И. Колчунова, Н.В. Федоровой, Н.Б. Андросовой, А.С. Бухтияровой и др. [10], В.А. Алмазова, Б.С. Расторгуева, А.И. Плотникова [11,12] дана оценка статического эквивалента динамического воздействия вследствие аварийной ситуации на уровне 1.2–1.3 от статической нагрузки. При этом может меняться эксцентриситет приложения продольной силы.

В экспериментальных исследованиях [13] продемонстрировано, что при реализации цепной схемы работы конструкции перекрытия в крайних пролетах в аварийной ситуации возможно разрушение колонн от потери устойчивости при действии продольно-поперечной нагрузки. В работе [14] аналогичный эффект выявлен для колонн в составе сборно-монолитной конструкции многоэтажной рамы. В экспериментальных исследованиях [15,16] в конструкциях многоэтажных рам на арокном уровне напряженно-деформированного состояния конструкции ригелей отмечается образование наклонных трещин в колоннах при действии поперечной нагрузки, передаваемой с растянутой арматуры ригеля. Однако в заданных исследованиях не учитывалось влияние возраста бетона и релаксации напряжений, вследствие действия статических постоянных нагрузок.

Ранее в работах И.Е. Прокоповича [17], И.М. Безгодова [18,19] было отмечено, что в результате действия на бетон длительной статической нагрузки, уровень которой не превышает границу трещинообразования по Бергу, наблюдается упрочнение бетона с течением времени. Аналогичный эффект был отмечен в работах [20] при испытаниях образцов как при квазистатическом, так и при динамическом режиме нагружения. В исследованиях [21] отмечено ухудшение параметров сопротивления бетона, длительно эксплуатируемых конструкций динамическим и малоцикловым нагружением высокой интенсивности. В то же время исследования прочности и деформативности железобетонных элементов при динамическом воздействии с учетом отмеченных факторов влияния длительности и уровня нагружения не проводилось.

Цель экспериментально-теоретических исследований состояла в выявлении влияния предыстории нагружения на несущую способность длительно нагруженных сжатых и внецентренно сжатых железобетонных элементов эксплуатируемых зданий и сооружений, подверженных динамическому догружению в результате аварийных воздействий, с учетом изменения прочности и деформативности бетона.

Метод

Модель сопротивления сжатых железобетонных элементов при эксплуатационных нагрузках и аварийных воздействиях.

Параметры равновесной билинейной диаграммы деформирования бетона (рисунок 1а) определяются из условия:

$$\varepsilon_{b,red} = 2\varepsilon_{b_0} - \frac{2}{R_b} \int_0^{\varepsilon_{b_0}} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon; \quad E_{b,red} = \frac{R_b}{\varepsilon_{b,red}}. \quad (1)$$

В (1) принята аппроксимация действительной диаграммы деформирования полиномом третьей степени $\sigma(\varepsilon) = E_{ct}\varepsilon + \alpha\varepsilon^2 + \beta\varepsilon^3$, который достаточно точно описывает поведение бетона вплоть до достижения относительной деформации ε_{b_0} .

Примем трапецевидную эпюру нормальных напряжений в сжатой зоне согласно рисунку 1в.

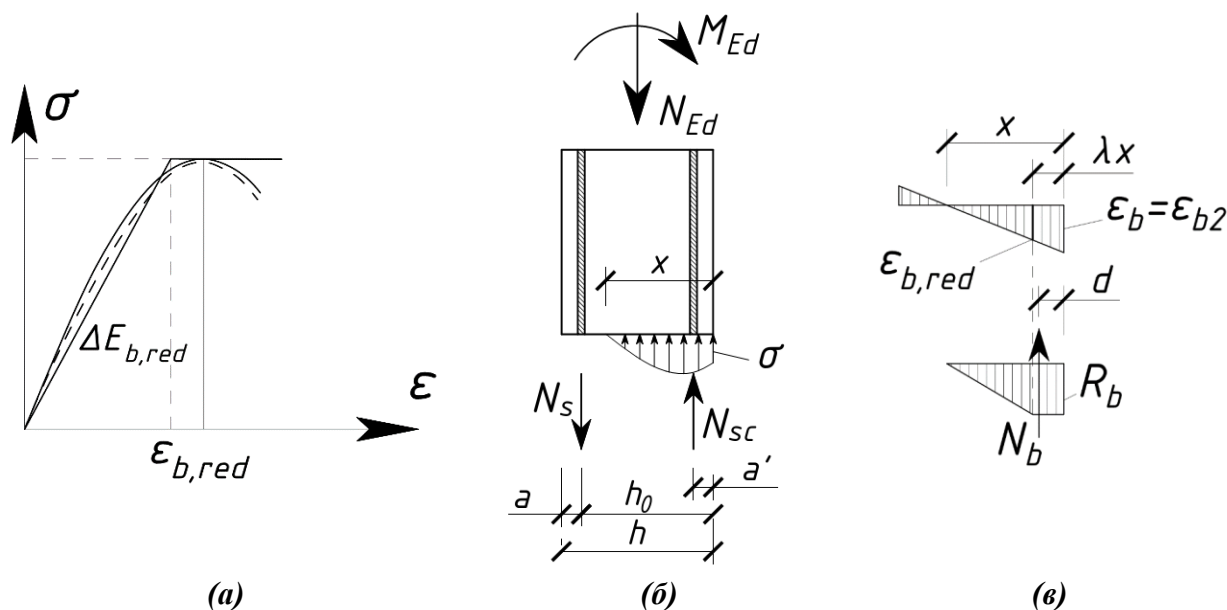


Рисунок 1 – К определению равновесной билинейной диаграммы деформирования бетона при квазистатическом и динамическом нагружении (а); к определению несущей способности внецентренно сжатых элементов на основе использования трапецевидной эпюры напряжений в сжатой зоне: б) схема усилий; в) принятые эпюры относительных деформаций и напряжений в сжатом бетоне

Тогда высота сжатой зоны может быть определена из условия:

$$N_{Ed} = \frac{R_b(x - \lambda x)b}{2} + R_b \lambda x b + \frac{\varepsilon_{b2}(x - a')}{x} \cdot E_s A_s' - \frac{\varepsilon_{b2}(h_0 - x)}{x} \cdot E_s A_s \quad (2)$$

где

$$\lambda = 1 - \frac{\varepsilon_{b,red}}{\varepsilon_{b2}} \quad (3)$$

Из (2) получим квадратное уравнение относительно высоты сжатой зоны x . Из решения которого получим:

$$\begin{aligned} x = & \left[N_{Ed} - A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{b2} - A_{sc} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{b2} + (N_{Ed}^2 + A_s^2 \cdot E_s^2 \cdot \varepsilon_{b2}^2 + A_{sc}^2 \cdot E_s^2 \cdot \varepsilon_{b2}^2 + 2 \cdot A_s \cdot E_s^2 \cdot A_{sc} \cdot \varepsilon_{b2}^2 + \right. \\ & - 2 \cdot A_s \cdot E_s \cdot N_{Ed} \cdot \varepsilon_{b2} + 2 \cdot A_{sc} \cdot E_s \cdot N_{Ed} \cdot \varepsilon_{b2} + 2 \cdot A_s \cdot R_b \cdot h_0 \cdot E_s \cdot \varepsilon_{b2} \cdot b + 2 \cdot A_{sc} \cdot R_b \cdot a_{sc} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{b2} \cdot b + \\ & \left. + 2 \cdot \lambda \cdot A_s \cdot R_b \cdot h_0 \cdot E_s \cdot \varepsilon_{b2} \cdot b + 2 \cdot \lambda \cdot A_{sc} \cdot R_b \cdot h_0 \cdot E_s \cdot \varepsilon_{b2} \cdot b)^{\frac{1}{2}} \right] \cdot (R_b \cdot b + \lambda \cdot R_b \cdot b)^{-1} \end{aligned} \quad (4)$$

При этом при оценке усилий в сжатой арматуре проверяется условие:

$$\sigma_{sc} = \varepsilon_{sc} E_s = \frac{\varepsilon_{b2}(x - a)}{x} E_s \leq R_s \quad (5)$$

Для наиболее широко распространенных размеров сечений колонн с учетом условия (5) получим:

$$\begin{aligned} x = & \left[N_{Ed} - A_{cs} \cdot R_s - A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{b2} + (N_{Ed}^2 + R_s^2 \cdot A_{sc}^2 - 2 \cdot R_s \cdot A_{sc} \cdot N_{Ed} + A_s^2 \cdot E_s^2 \cdot \varepsilon_{b2}^2 - 2 \cdot A_s \cdot E_s \cdot N_{Ed} \cdot \varepsilon_{b2} + \right. \\ & \left. + 2 \cdot A_s \cdot R_s \cdot E_s \cdot A_{sc} \cdot \varepsilon_{b2} + 2 \cdot A_s \cdot R_b \cdot h_0 \cdot E_s \cdot \varepsilon_{b2} \cdot b + 2 \cdot \lambda \cdot A_s \cdot R_b \cdot h_0 \cdot E_s \cdot \varepsilon_{b2} \cdot b)^{\frac{1}{2}} \right] \cdot (R_b \cdot b + \lambda \cdot R_b \cdot b)^{-1} \end{aligned} \quad (6)$$

При этом граничная высота сжатой зоны с учетом принятой трапецевидной эпюры распределения напряжений примет вид:

$$x_{lim} = \xi_{lim} \cdot h_0, \quad (7)$$

где

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{b2}}{\varepsilon_{s,el} + \varepsilon_{b2}} \quad (8)$$

С учетом этого предельный изгибающий момент при расчетной продольной силе N_{Ed} :

$$M_{ult} = \left(\frac{R_b b x (1 - \lambda)}{2} + R_b b x \lambda \right) \cdot (h_0 - d) + \left(R_{sc} A'_s - \frac{N_{Ed}}{2} \right) \cdot (h_0 - a') \quad (9)$$

где

$$d = \frac{\frac{\lambda^2}{2} + \frac{(1-\lambda)}{2} \cdot \left(\lambda + \frac{(1-\lambda)}{3} \right)}{\lambda + \frac{1}{2}(1-\lambda)} \cdot x \quad (10)$$

Материалы и конструкции образцов для проведения экспериментальных исследований

Для выявления особенностей напряженно-деформированного состояния железобетонных внецентренно сжатых элементов при динамическом нагружении серия образцов включала 18 образцов-колонн $100 \times 100 \times 600$ мм, 6 образцов призм $100 \times 100 \times 400$ мм и 9 образцов-кубов $100 \times 100 \times 100$ мм.

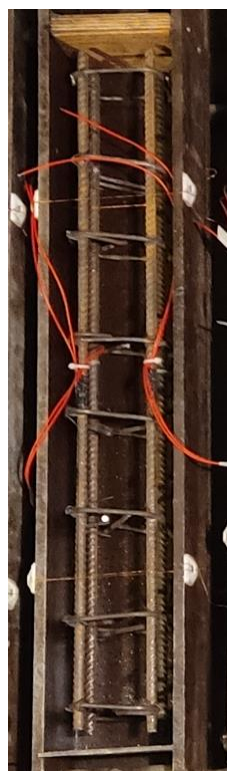
Образцы в виде кубов служили для предварительной оценки прочности бетона при осевом сжатии в возрасте 28, 90 и 270 суток, призмы для оценки призмной прочности бетона, модуля упругости и коэффициента Пуассона согласно методике ГОСТ 24452-2023. Часть образцов служили для определения несущей способности колонн при центральном и внецентренном сжатии в возрасте 90 суток. А также для настройки оборудования и установки фиксированного уровня начального нагружения $0.6 \cdot P$ для двухстадийных статико-динамических испытаний.

Материалы, использованные для изготовления образцов и подготовки каркаса приведены в таблице 1.

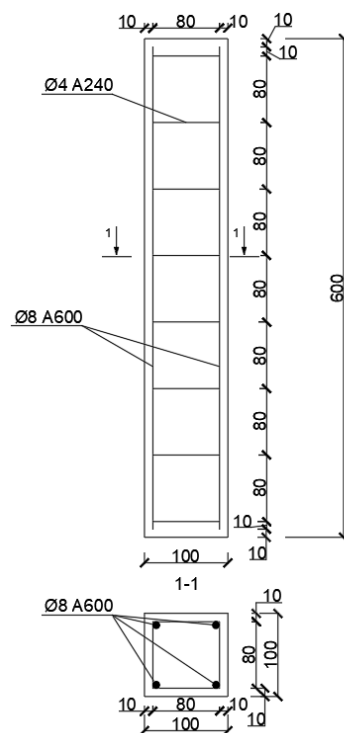
Таблица 1 – Состав бетонной смеси для изготовления экспериментальных образцов

Наименование	Масса на 1 м^3 , кг
Портландцемент 500-Д0 ГОСТ 10178-85	319
Песок мытый, фракции 2-2,5 мм	711
Щебень гранитный фракции 5-10 мм	1200
Вода	179
Суперпластификатор “Полипласт СП-1”	1,6

В качестве продольного армирования принята стальная арматура периодического профиля класс А500 диаметром 8 мм, для поперечного армирования - гладкая арматура класса А240 диаметром 4 мм (Рисунок 2). Расчётный процент армирования для всех образцов принят одинаковым и составляет 2%. Шаг поперечного армирование принят 80 мм. Размеры сечений, армирование и гибкость образцов приняты исходя из предельной нагрузки, создаваемой в испытательных установках в испытаниях на длительную нагрузку и последующее динамическое догружение.



(а)



(б)

Рисунок 2 - Железобетонные образцы: а) каркас в опалубке; б) схема армирования

Программа экспериментального исследования

Образцы в виде призм-колонн были разделены на 7 групп по 3 образца. Для каждой группы образцов был принят отдельный режим испытаний. Железобетонные внецентренно-сжатые элементы испытывались при малых начальных эксцентриситетах приложения нагрузки, которые для всех 7 групп образцов составляли 15 мм.

Для проведения испытаний на ползучесть железобетонные образцы в возрасте 90 суток устанавливались в специальный испытательный стенд, конструкция которого представлена на рисунке 3. Условия закрепления по концам испытываемых элементов – шарнирные. С учетом стальных пластин, закрепляемых по концам элементов для равномерной передачи нагрузки расчетная длина составляла 700 мм. Сосредоточенная нагрузка на образцы (60% от несущей способности) передавалась через стальные шарниры по обоим торцам испытываемого образца. После этого на основе показаний тензорезисторов выполнялось центрирование образца для достижения напряженно-деформированного состояния, соответствующего внецентренному сжатию в одной из плоскостей симметрии образца. Затем для образцов производилось нагружение до уровня нагрузки, равной $(60 \pm 5) \%$ от ожидаемого значения несущей способности колонны при внецентренном сжатии ступенями по 10% от ожидаемой разрушающей нагрузки со скоростью нагружения 3 ± 1 кН/с и выдержкой 4 минуты между ступенями. После достижения заявленного уровня нагрузки осуществлялась выдержка образцов в течение не менее, чем 180 суток согласно ГОСТ 24544-2020. На всем этапе измерения деформаций ползучести осуществлялся контроль постоянства уровня нагрузки с помощью манометра. В ходе испытаний фиксировались относительные деформации бетона и арматуры, а также прогиб в середине высоты внецентренно сжатого элемента.

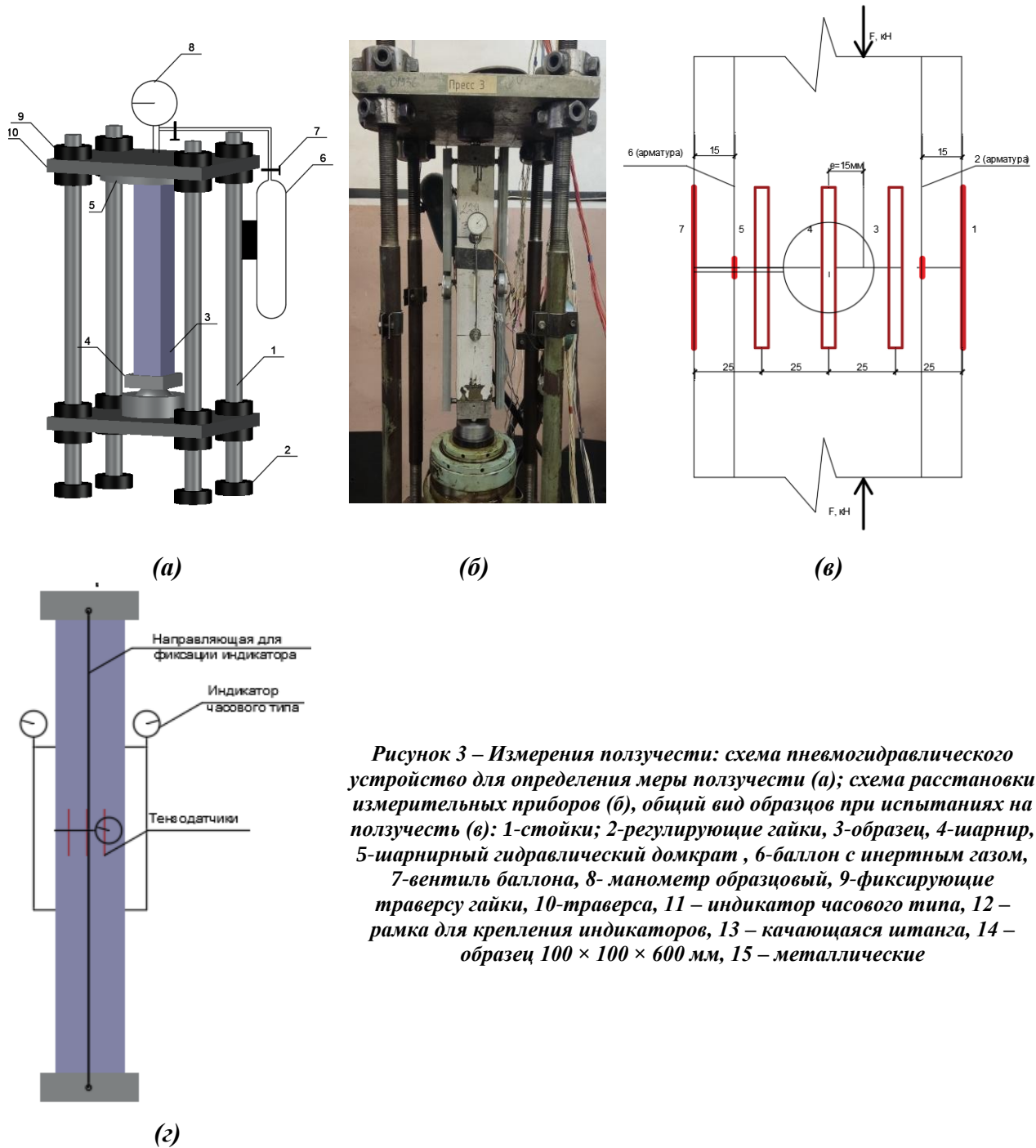


Рисунок 3 – Измерения ползучести: схема пневмогидравлического устройство для определения меры ползучести (а); схема расстановки измерительных приборов (б), общий вид образцов при испытаниях на ползучесть (в): 1-стойки; 2-регулирующие гайки, 3-образец, 4-шарнир, 5-шарнирный гидравлический домкрат, 6-баллон с инертным газом, 7-вентиль баллона, 8- манометр образцовый, 9-фиксирующие траверсу гайки, 10-траверса, 11 – индикатор часового типа, 12 – рамка для крепления индикаторов, 13 – качающаяся штанга, 14 – образец $100 \times 100 \times 600$ мм, 15 – металлические

Относительные деформации бетона определялись с помощью тензорезисторов TML PL-60-11, арматуры – TML FLA-3-11-1LJCT. Прогиб образцов с фиксировался помощью индикаторов часового типа с точностью 0,001 мм. Принципиальная схема расклейки тензорезисторов и установки индикаторов часового типа показано на рисунке 3. Показания тензорезисторов и индикаторов часового типа фиксировались непосредственно после приложения нагрузки, затем через 1 ч. Следующие снятия показаний производились через 1, 3, 7, 14 сут, последующие 6 недель - еженедельно, затем в течение 10 недель - один раз в 2 недели, и далее до конца испытаний - один раз в 4 недели.

Продолжительность испытания при определении деформаций ползучести составляла не менее 180 суток. Для определения меры ползучести из полных деформаций вычитались деформации усадки, определенные в ходе эксперимента.

Измерения деформаций усадки выполнялись по методике ГОСТ 24544-2020 на ненагруженных образцах в виде армированных призм $100 \times 100 \times 600$ мм начиная с возраста 90 суток. Образцы, испытываемые на усадку, находились в том же помещении, что и образцы, подверженные испытаниям на ползучесть. В помещении были созданы следующие условия: температура воздуха $t = 20 \pm 2$ °С, влажность 60 ± 5 %.

Деформации усадки фиксировались с помощью тензорезисторов и индикаторов часового типа с погрешностью 6-10 мкм. Отсчеты показаний деформаций усадки на ненагруженных образцах производились одновременно с определением деформаций ползучести с той же периодичностью и продолжительностью: непосредственно после загрузки, затем через 1 ч. Следующие снятие показаний производились через 1, 3, 7, 14 сут, последующие 6 недель - еженедельно, затем в течение 10 недель - один раз в 2 недели, и далее до конца испытаний - один раз в 4 недели. При этом начальный отсчет деформаций усадки производился непосредственно после загрузки образцов на ползучесть.

Испытания железобетонных внецентренно сжатых образцов при квазистатическом режиме испытаний выполнялось в универсальной машине INSTRON 1000 HDX. На первом этапе выполнялось центрирование образцов. Затем нагрузка прикладывалась ступенями по 10% от ожидаемого исчерпания несущей способности колонны. Относительные деформации фиксировались с помощью тензорезисторов на бетоне и арматуре, установленных согласно схеме на рисунке 3в. Измерение прогиба элемента выполнялось с помощью датчика перемещения CDP-25/Griff. Общий вид железобетонного элемента в испытательной установке представлен на рисунке 4.

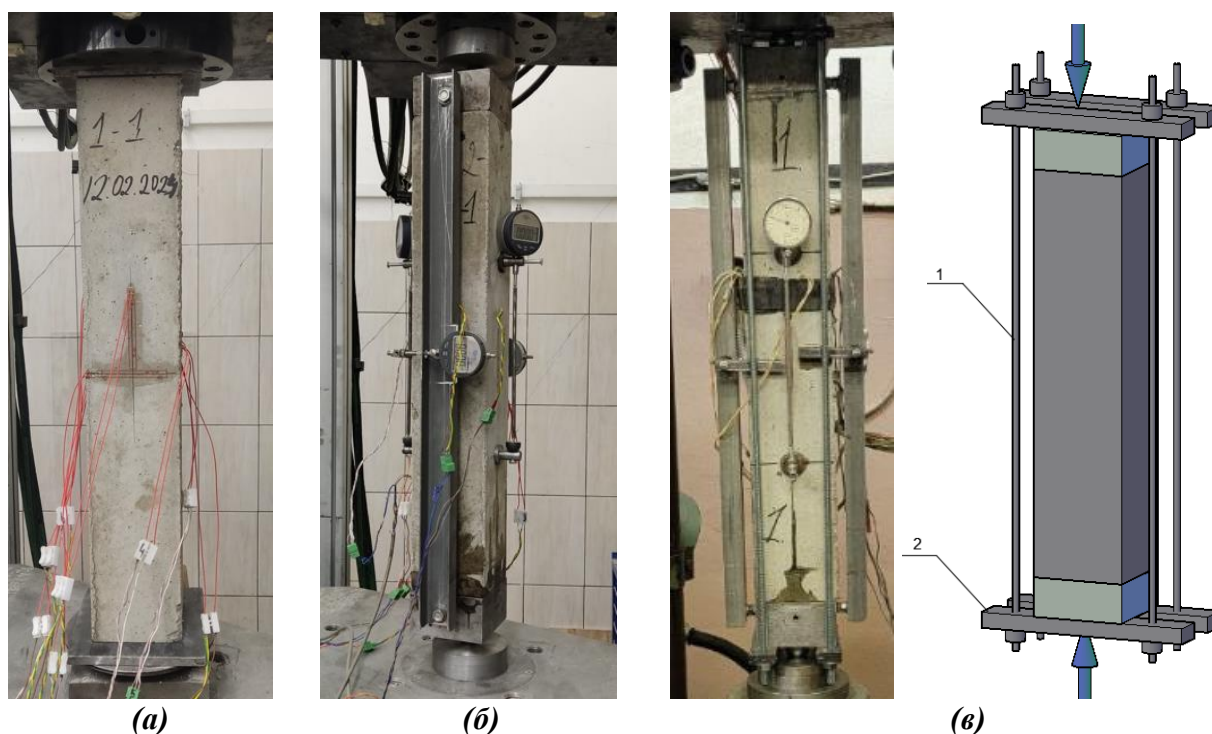


Рисунок 4 - Общий вид железобетонных элементов в универсальной машине INSTRON 1000 HDX при испытании на квазистатический режим нагружения а) центральное сжатие б) внецентренное сжатие; оснастка для ограничения деформаций растяжения в железобетонных образцах после снятия длительной статической нагрузки в): 1 – шпильки, натягиваемые с помощью гаек; 2 – стальные пластины

Статико-динамические испытания производились для образцов в возрасте 270 суток. При этом половина образцов не была нагружена до проведения статико-динамических испытаний (соответствует режиму нагружения элементов сборных конструкций). Для оценки начального напряженно-деформированного состояния на момент статико-динамического нагружения в них измерялись деформации усадки бетона и относительные деформации в стальной арматуре.

Вторая группа образцов (соответствовала элементам монолитных конструкций) предварительно выдерживалась в течение 182 суток под длительной статической нагрузкой, составляющей 60 % от ожидаемой разрушающей нагрузки. Затем образцы второй группы помещались в серво-гидравлическую машину LabTest 6.500H.5.01.1. Для исключения разрушения образцов от растяжения при разгрузке после снятия длительной нагрузки они помещались в стальные обоймы, ограничивающие деформации растяжения (рисунок 4).

После завершения испытаний на длительное статическое нагружение железобетонные образцы помещались в универсальной динамической испытательной машины LabTest 6.500H.5.01.1 для проведения динамических или статико-динамических испытаний в соответствии с принятой программой испытаний. Образцы предварительно центрировались в испытательной машине, затем производилось нагружение до уровня нагрузки, равного (60 ± 5) % от ожидаемого значения несущей способности на внецентренное сжатие. Этот уровень нагрузки также соответствовал уровню нагрузок в образцах при их испытаниях на ползучесть. Таким образом, принятый режим испытаний позволял выявить влияние предистории нагружения элементов на их жесткость и несущую способность при двухэтапном статико-динамическом нагружении в аварийной ситуации.

Поскольку перед динамическим нагружением к образцам второй группы квазистатически прикладывалась нагрузка, соответствующая предварительным длительным испытаниям (моделирование режима нормальной эксплуатации элементов), а интервал времени между длительными и статико-динамическими испытаниями не превышал 10 минут, при том, что деформации растяжения ограничивались стальной обоймой, то данный режим испытаний соответствовал динамическому нагружению предварительно длительно нагруженных образцов без разгрузки. После достижения указанного уровня статической нагрузки осуществлялось непрерывное нагружение образца до разрушения при скорости изменения нагрузки 3 кН/с для квазистатического режима испытаний и 2800 кН/с для статико-динамического режима испытаний.

Результаты и обсуждение

Прочность и деформативность бетона и арматуры, использованных для изготовления железобетонных элементов

По результатам испытаний бетонных образцов и арматуры были установлены их фактические характеристики прочности и деформативности при квазистатическом режиме нагружения для бетона и при квазистатическом и динамическом режиме нагружения для арматуры.

Диаграммы деформирования бетона и арматурной стали, принятых для железобетонных элементов приведены на рисунке 5.

Средняя прочность бетонных образцов-призм составила $39,5 \text{ МПа}$, начальный модуль упругости и коэффициент Пуассона равны 33500 МПа и $0,18$ соответственно. По результатам испытаний арматурных стержней А500 были установлено среднее значение условного предела текучести $R_{sm} = \sigma_{0,2} = 621 \text{ МПа}$ (относительная деформация – $0,00535$) и временное сопротивление $R_{su} = 742 \text{ МПа}$. Фактический модуль упругости составил 197500 МПа . При динамическом нагружении были установлено среднее значение условного предела текучести $R_{sm} = \sigma_{0,2} = 702 \text{ МПа}$ (относительная деформация – $0,00535$) и временное сопротивление $R_{su} = 808 \text{ МПа}$. Время динамических испытаний арматуры до разрушения составило $0,06 \text{ с}$.

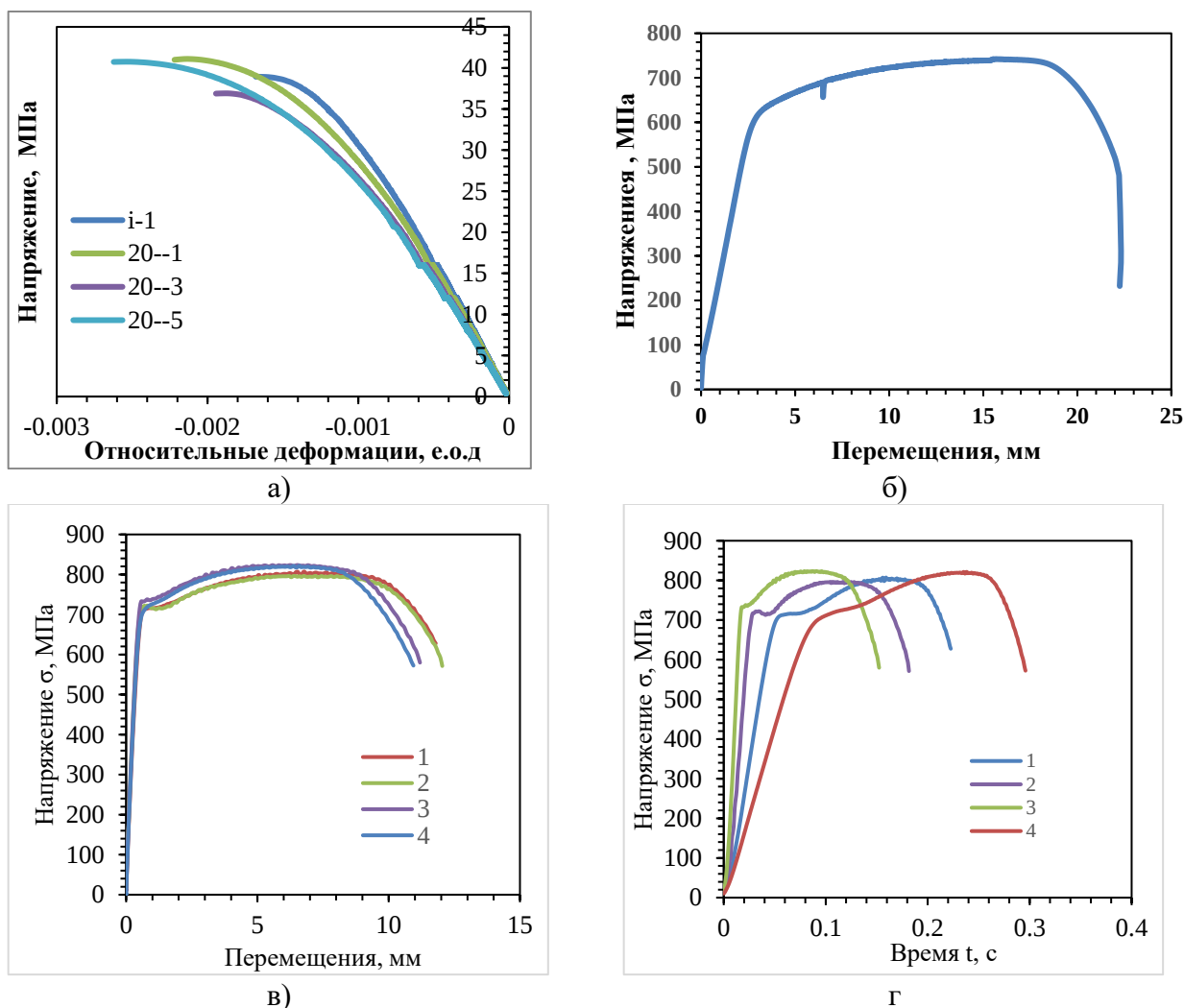


Рисунок 5 – Диаграмма деформирования бетона и арматуры а) бетонные призмы при квазистатическом нагружении, б) стальная арматура диаметром 8 мм при квазистатическом нагружении, в, г) стальные арматуры при динамическом нагружении

Режимы нагружения и деформирования железобетонных элементов

При квазистатическом режиме нагрузка прикладывалась ступенчато по 10% от теоретической несущей способности, что соответствовало шагу 40 кН со скоростью нагружения 1 кН/с. На каждой ступени выполнялась выдержка в 3 минуты для снятия показаний прогибомеров и фиксации трещин. При статико-динамическом режиме нагружения к образцам с эксцентриситетом 15 мм квазистатически прикладывалась сосредоточенная сила, составляющая 60 % от теоретической несущей способности со скоростью 1 кН/с. Затем образец догружался динамической нагрузкой со скоростью 6000 ± 500 кН/с и доводился до разрушения. Среднее время разрушения при динамическом догружении составило 0,06 секунды.

В процессе испытаний на динамическое догружение были установлены следующие средние скорости относительных деформаций в бетоне и арматуре:

- в бетоне от $0,0027 \text{ с}^{-1}$ до $0,018 \text{ с}^{-1}$;
- в продольной арматуре от $0,0015 \text{ с}^{-1}$ до $0,013 \text{ с}^{-1}$.

Полученные скорости относительных деформаций согласуются с установленными в экспериментальных исследованиях отклика железобетонного каркаса здания при вынужденном удалении колонны [7].

Результаты исследования несущей способности железобетонных внецентренно сжатых элементов при различных режимах нагружения

Общий вид образцов по результатам испытаний при различных режимах нагружения представлен на рисунке 6.

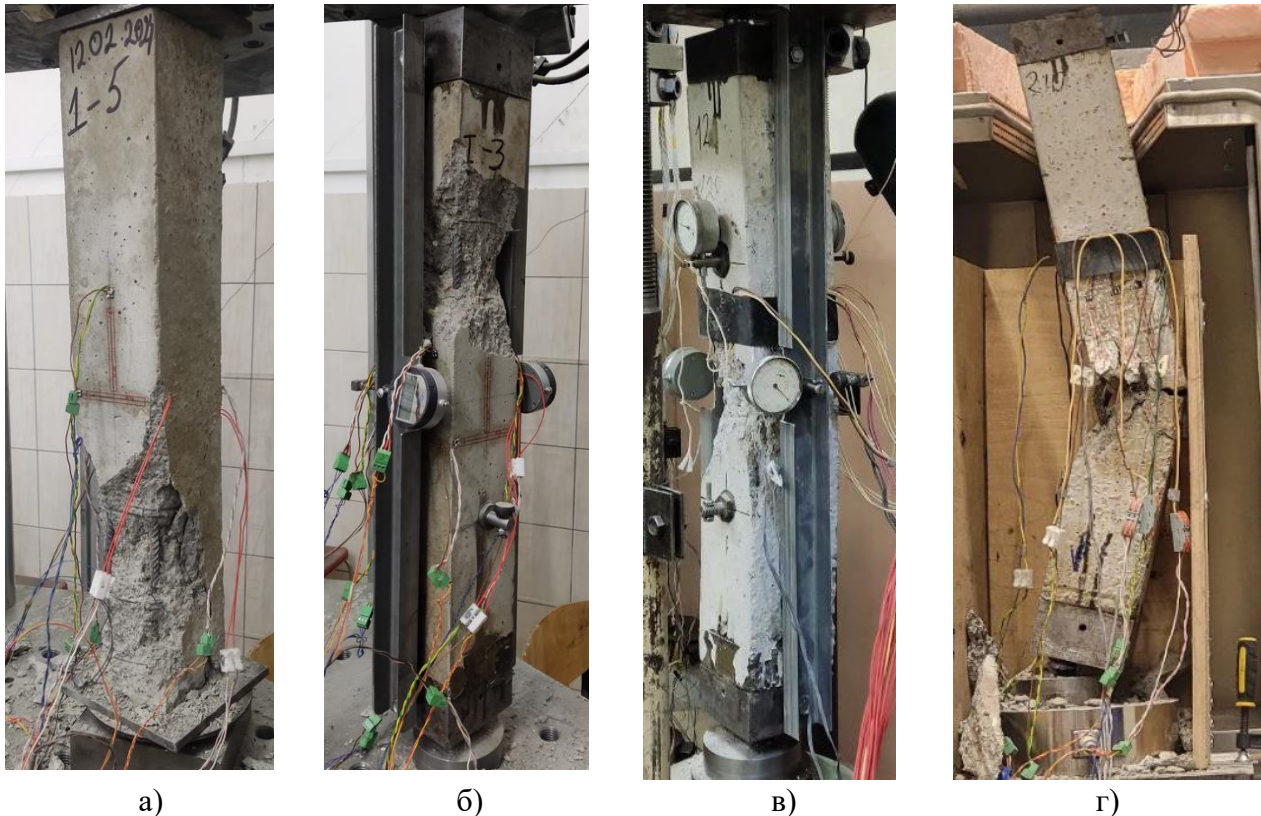


Рисунок 6 - Общий вид образцов после испытаний: а) при центральном сжатии, б) внецентренное сжатие при квазистатическом нагружении, в) внецентренное сжатие при квазистатическом догружении после ползучести, г) внецентренное сжатие при динамическом догружении после ползучести

В результате испытаний были выявлены следующие особенности разрушения образцов:

- при квазистатическом условно центральном сжатии в возрасте 90 суток наблюдалось разрушение всех образцов в опорном сечении по бетону
- при квазистатическом нагружении в возрасте 90 суток наблюдалось разрушение 2 образцов в 2/3 пролета и 1 образца в опорном сечении по бетону.
- при квазистатическом нагружении в возрасте 270 суток наблюдалось разрушение 2 образцов в пролете и 1 в опорном сечении по бетону.
- при квазистатическом нагружении в возрасте 270 суток с учетом выдержки в течение 182 суток при постоянной нагрузке на уровне 60 % от ожидаемой разрушающей наблюдалось разрушение всех образцов в середине пролета по бетону.
- при статико-динамическом нагружении образцов в возрасте 270 суток с учетом предварительного длительного статического нагружения в течение 182 суток постоянной нагрузкой на уровне 60 % от ожидаемой разрушающей наблюдалось разрушение всех образцов в середине пролета по бетону.
- при статико-динамическом нагружении образцов в возрасте 270 суток (образцы, на которых определялись деформации усадки) наблюдалось разрушение всех образцов в опорном сечении по бетону.

Результаты испытаний по всем режимам нагружения приведены в таблице 2.

Таблица 2 – Результаты испытаний

№	Маркировка образцов	Несущая способность F , кН	Предельная относительная деформация		Скорость относительной деформации		Прогиб f , мм
			ε_1 , е.о.д.	ε_2 , е.о.д.	$\dot{\varepsilon}_1$, с-1	$\dot{\varepsilon}_2$, с-1	
Квазистатическое нагружение	1-6	354	0,00284	0,0004			4,04
	4	343,44	0,00283	0,00062			3,93
	9	337,61	0,003386	0,000585			4,2
Статико-динамическое нагружение	3	385,1	0,002043	0,000286	0,0156	0,0010	3,67
	7	349,57	0,002096	0,000357	0,0127	0,0012	3,83
	11	364,63	0,00182	0,000473	0,0109	0,0023	3,76
Квазистатическое нагружение с учетом ползучести	6	331,8	0,00562	0,00047			2,81
	10	331,8	0,00611	0,000826			2,81
	12	319,95	0,00723	0,000373			3,5
Статико-динамическое нагружение с учетом ползучести	1	381,5	0,00105	0,0000874	0,0170	0,0014	4,58
	5	398,5	0,00162	0,00015	0,0256	0,0024	4,69
	8	357,59	0,00059	0,0000395	0,0120	0,0008	4,43

На рисунке 7 приведена диаграмма средних значений продольной силы и изгибающих моментов в середине высоты элементов при различных режимах нагружения.

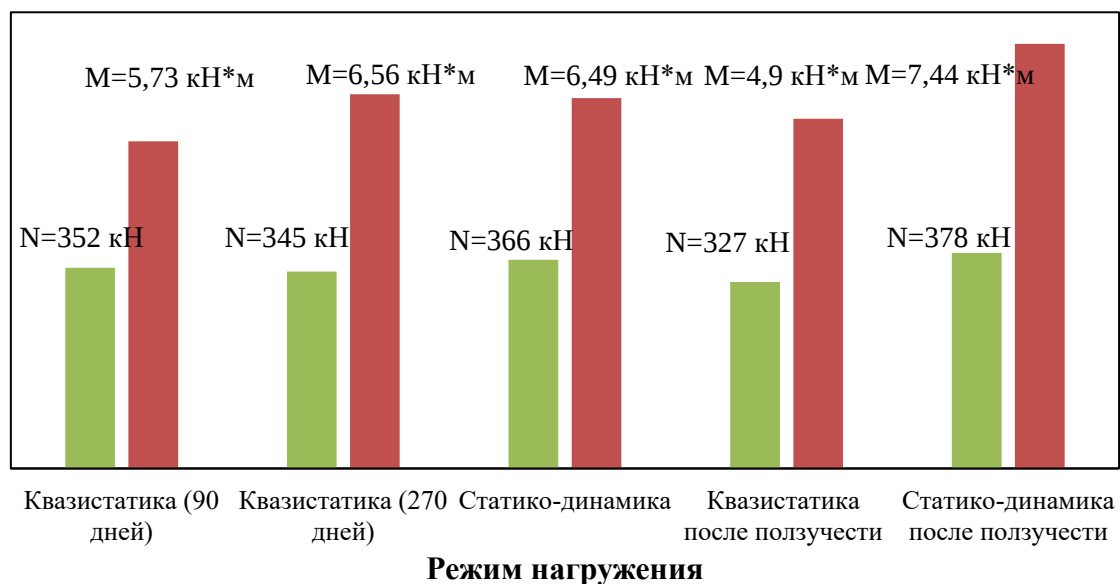


Рисунок 7 - Диаграмма средних значений продольной силы и изгибающих моментов в середине высоты элементов при различных режимах нагружения

Из рисунка 7 видно, что при испытании образцов на внецентренное сжатие в возрасте 270 суток разрушающая нагрузка уменьшилась на 2 % (с 352 до 345 кН) по сравнению с результатами испытаний в возрасте 90 суток. При этом изгибающий момент увеличился на 12 % (с 5,73 до 6,56 кН*м) соответственно, по сравнению с образцами в возрасте 90 суток. При

статико-динамическом нагружении образцов в возрасте 270 суток (образцы после измерения деформаций усадки) разрушающая нагрузка увеличилась на 3,8% (с 352 до 366 кН) по сравнению с результатами испытаний в возрасте 90 суток. При этом изгибающий момент увеличился на 11,7 % (с 5,73 до 6,49 кН*м) соответственно по сравнению с образцами в возрасте 90 суток.

Для образцов, предварительно подвергавшихся действию длительной статической нагрузки в течение не менее чем 180 суток, при последующем квазистатическом нагружении разрушающая нагрузка уменьшилась на 7 % (с 352 до 327 кН) по сравнению с результатами испытаний в возрасте 90 суток. При этом изгибающий момент уменьшился на 14 % (с 5,73 до 4,9 кН*м) соответственно по сравнению с образцами в возрасте 90 суток. При этом в результате испытания образцов, подвергавшихся статическому нагружению в течение не менее чем 180 суток, по результатам последующих статико-динамических испытаний установлено, что разрушающая нагрузка увеличилась на 6,8 % (с 352 до 378 кН) по сравнению с результатами испытаний в возрасте 90 суток. При этом изгибающий момент увеличился на 22,9 % (с 5,73 до 7,44 кН*м) соответственно по сравнению с образцами в возрасте 90 суток.

На рисунке 8 приведена диаграмма относительной высоты сжатой зоны бетона в образцах при различных режимах испытаний.

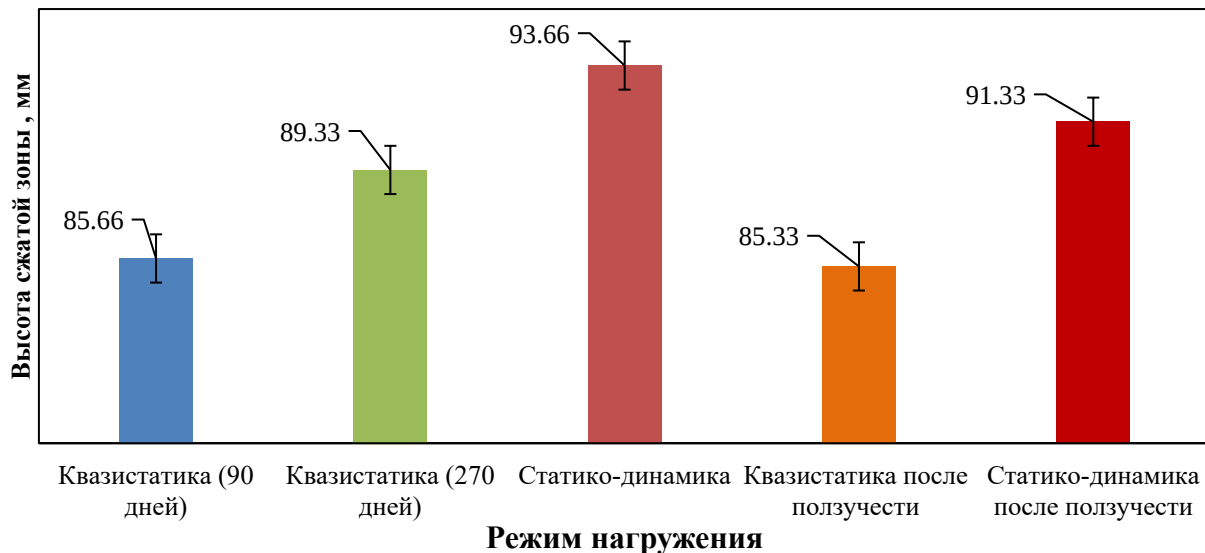


Рисунок 8 – Диаграмма относительной высоты сжатой зоны бетона при различных режимах нагружения

Из рисунка 8 видно, что при испытании образцов на внецентренное сжатие в возрасте 270 суток относительная высота сжатой зоны увеличилась на 4 % (с 85,66 до 89,33 мм) по сравнению с результатами испытаний в возрасте 90 суток. При статико-динамическом нагружении образцов в возрасте 270 суток (образцы после измерения деформаций усадки) относительная высота сжатой зоны увеличилась на 8,5 % (с 85,66 до 93,66 мм) по сравнению с результатами испытаний в возрасте 90 суток.

Для образцов, предварительно подвергавшихся действию длительной статической нагрузки в течение не менее чем 180 суток, при последующем квазистатическом нагружении относительная высота сжатой зоны не изменилась по сравнению с результатами испытаний в возрасте 90 суток. При этом в результате испытания образцов, подвергавшихся статическому нагружению в течение не менее чем 180 суток, по результатам последующих статико-динамических испытаний установлено, что относительная высота сжатой зоны увеличилась на 6,2 % (с 85,66 до 91,33 мм) по сравнению с результатами испытаний в возрасте 90 суток.

Установленные результаты связаны с упрочнением бетона и арматуры в результате квазистатического нагружения.

На рисунке 9 приведено сопоставление результатов расчета по предложенной модели, СП 63.13330.2018 и экспериментальных данных.

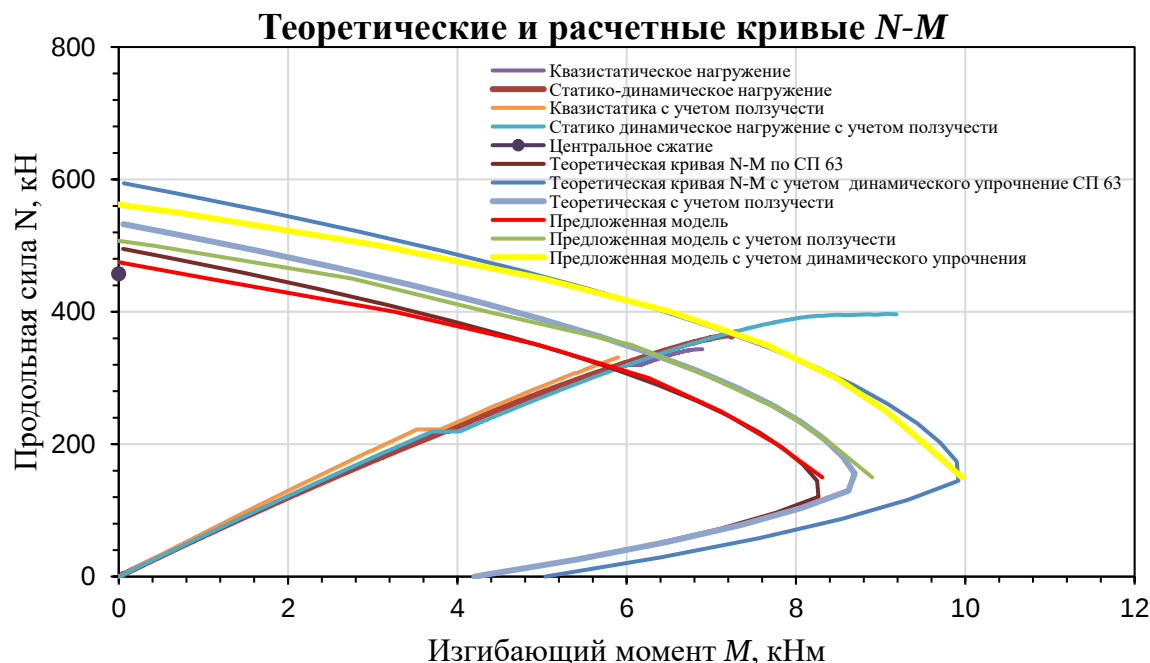


Рисунок 9 - Сопоставление результатов расчета по предложенной модели с экспериментальными данными для статико-динамического режима нагружения с учетом начального напряженно-деформированного состояния, вызванного длительным действием статической нагрузки

Заключение

В результате выполненных экспериментально-теоретических исследований сопротивления железобетонных внецентренно сжатых элементов при различных режимах нагружения установлено следующее:

1. Для железобетонных внецентренно сжатых элементов, подверженных нагружению постоянной статической нагрузкой на уровне 60% от ожидаемой разрушающей, наблюдалось снижение разрушающей нагрузки в последующих квазистатических испытаниях, что было связано с догружением арматурных стержней в результате релаксации напряжений в бетоне при ползучести, а также ростом начального эксцентриситета приложения продольной силы на момент квазистатического приложения разрушающей нагрузки.

2. Для железобетонных внецентренно сжатых элементов, подверженных нагружению постоянной статической нагрузке на уровне 60% от ожидаемой разрушающей, наблюдалось повышение разрушающей нагрузки в последующих статико-динамических испытаниях, что было связано с упрочнением арматурной стали и бетона при динамическом нагружении.

3. Для железобетонных внецентренно сжатых элементов разрушающая нагрузка при квазистатическом нагружении уменьшилась на 2%, при статико-динамическом нагружении увеличилась на 3,8%, при квазистатическом после длительной статической нагрузки уменьшилась на 7%, при статико-динамическом нагружении после длительной статической нагрузки увеличилась на 6,8% по сравнению результатами испытаний образцов в возрасте 90 суток.

4. Относительная высота сжатой зоны для железобетонных внецентренно сжатых элементов в возрасте 270 суток при квазистатическом нагружении увеличилась на 4%, при статико-динамическом нагружении увеличилась на 8,5%, при квазистатическом после

длительной статической нагрузки не изменилась при статико-динамическом нагружении после длительной статической нагрузки увеличилась на 6,2% по сравнению результатами испытаний образцов в возрасте 90 суток.

5. С использованием равновесных билинейных диаграмм деформирования бетона получено аналитическое выражение для оценки несущей способности внецентренно сжатых железобетонных элементов при различных режимах нагружения. Сопоставлением с экспериментальными данными показано, что в области малых эксцентриситетов, близких к случайным, рассчитанные значения предельных изгибающих моментов меньше, чем по зависимостям из СП 63.13330.2018, и при этом ближе к результатам экспериментальных исследований.

Благодарности

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

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Тамразян А.Г. К устойчивости внецентренно сжатых железобетонных элементов с малым эксцентриситетом с учетом реологических свойств бетона // Железобетонные конструкции. 2023. № 2(2). С. 48–57.
2. Тамразян А.Г. К безопасному значению длительного нагружения сжатых железобетонных элементов // Строительство и реконструкция. 2023. № 2(106). С. 80–89.
3. Кабанцев О.В., Дзюба П.В. Расчет прочности железобетонной колонны на двукратный продольный удар // Вестник ТГАСУ. 2004. № 1. С. 51–54.
4. Белов Н. Н., Югов Н. Т., Копаница Д. Г., Кабанцев О. В., Югов А. А., Овечкина А. Н. Анализ прочности моделей бетонных и железобетонных колонн при двукратном продольном ударе расчетно-экспериментальным методом // Вестник ТГАСУ. 2006. № 1. С. 10–19.
5. Колчунов В.И., Савин С.Ю. Устойчивость железобетонных каркасов зданий к начальному локальному разрушению // Известия вузов. Строительство. 2024. № 10. С. 50–64.
6. Savin S. Kolcunov V., Fedorova N., Tuyen V. Experimental and Numerical Investigations of RC Frame Stability Failure under a Corner Column Removal Scenario // Buildings. 2023. Vol. 13, № 4. P. 908.
7. Sasaki M., Sagiroglu S. Progressive Collapse Resistance of Hotel San Diego // Journal of Structural Engineering. 2008. Vol. 134, № 3. P. 478–488.
8. Adam J.M. Buitrago M., Bertolesi E., Sagaseta J., Mora J.J. Dynamic performance of a real-scale reinforced concrete building test under a corner-column failure scenario // Engineering Structures. 2020. Vol. 210. P. 110414.
9. Гениев Г.А. О динамических эффектах в стержневых системах из физических нелинейных хрупких материалов // Промышленное и гражданское строительство. 1999. № 9. Р. 23–24.
10. Колчунов В.И., Ключева Н.В., Андросова Н.Б., Бухтиярова А.С. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях. М.: Издательство АСВ, 2014. 208 с.
11. Алмазов В.О., Као З.К. Динамика прогрессирующего разрушения монолитных многоэтажных каркасов. Москва: Издательство АСВ, 2014. 128 р.
12. Алмазов В.О., Плотников А.И., Расторгуев Б.С. Проблемы сопротивления зданий прогрессирующему разрушению // Вестник МГСУ. 2011. № 2–1. Р. 16–20.
13. 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. Vol. 74, № 16. P. 850–863.
14. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S. Y., Kaydas P.A. Progressive Collapse Behavior of a Precast Reinforced Concrete Frame System with Layered Beams // Buildings. 2024. Vol. 14, № 6. P. 1776.
15. Федорова Н.В., Московцева В.С., Савин С.Ю. Деформирование и разрушение железобетонных рам со сложнапряженными элементами в запредельных состояниях // Сборник научных трудов РААСН. Российская академия архитектуры и строительных наук, 2022. Том 2. – С. 458–468.
16. Ильющенко Т.А., Колчунов В.И., Федоров С.С. Трещиностойкость преднапряженных железобетонных рамно-стержневых конструкций при особых воздействиях // Строительство и реконструкция. 2021. Vol. 93, № 1. Р. 74–84.
17. Прокопович И.Е., Кобринец В.М., Половец В.И., Твардовский И.А. Влияние режима приложения сжимающей нагрузки на длительное сопротивление бетона // Бетон и железобетон. 1991. № 6. С. 6–8.
18. Безгодов И.М. Длительная прочность и предельная деформативность высокопрочного старого бетона // Технологии бетонов. 2024. № 1(192). С. 27–31.

19. Цветков К.А., Баженова А.В., Безгоднов И.М. Проблема построения диаграммы деформирования бетона при однократном динамическом воздействии с учетом влияния предварительных напряжений от действия статической нагрузки // Вестник МГСУ. 2012. № 7.С. 152–158.
20. Savin S.Y., Sharipov M.Z. Nonlinear visco – elastic behavior of concrete under static-dynamic loading: Experimental and numerical studies // Structures. 2025. Vol. 74. P. 108496.
21. Levitch V. et al. Seismic performance capacities of old concrete // 13 th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada. 2004. P. 1–15

REFERENCES

1. Tamrazyan A.G. K ustojchivosti vnecentrenno szhatyh zhelezobetonnyh elementov s malym ekscentrisitetom s uchetom reologicheskikh svojstv betona [On the Stability of Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Elements with a Small Eccentricity, Taking into Account the Rheological Properties of Concrete]. *Reinforced concrete structures*. 2023. No.2(2). Pp. 48–57. (rus.).
2. Tamrazyan A.G. K bezopasnomu znacheniyu dlitel'nogo nagruzheniya szhatyh zhelezobetonnyh elementov [To the safe value of long-term loading of compressed reinforced concrete elements] // *Building and Reconstruction*. 2023. No.2(106). Pp. 80–89. (rus).
3. Kabancev O.V., Dzyuba P.V. Raschet prochnosti zhelezobetonnoj kolonny na dvukratnyj prodol'nyj udar [Calculation of the strength of a reinforced concrete column on a twofold longitudinal impact] // *Vestnik TGASU*. 2004. No.1. Pp. 51–54. (rus).
4. Belov N. N., YUgov N. T., Kopanica D. G., Kabancev O. V., YUgov A. A., Ovechkina A. N. Analiz prochnosti modelej betonnyh i zhelezobetonnyh kolonn pri dvukratnom prodol'nom udare raschetno-eksperimental'nym metodom [Strength analysis of concrete and reinforced concrete column models under double longitudinal impact by design-experimental method] // *Vestnik TGASU*. 2006. No. 1. Pp. 10–19. (rus).
5. Kolchunov V.I., Savin S.YU. Ustojchivost' zhelezobetonnyh karkasov zdaniy k nachal'nomu lokal'nomu razrusheniyu [Stability of reinforced concrete building frames to initial localized failure] // *Izvestiya vuzov. Construction*. 2024. No 10. Pp. 50–64. (rus).
6. Savin S. Kolcunov V., Fedorova N., Tuyen V. Experimental and Numerical Investigations of RC Frame Stability Failure under a Corner Column Removal Scenario // *Buildings*. 2023. Vol. 13, № 4. P. 908.
7. Sasaki M., Sagioglu S. Progressive Collapse Resistance of Hotel San Diego // *Journal of Structural Engineering*. 2008. Vol. 134, № 3. P. 478–488.
8. Adam J.M. Buitrago M., Bertolesi E., Sagaseta J., Mora J.J. Dynamic performance of a real-scale reinforced concrete building test under a corner-column failure scenario // *Engineering Structures*. 2020. Vol. 210. P. 110414.
9. Geniev G.A. O dinamicheskikh effektah v sterzhnevyykh sistemah iz fizicheskikh nelinejnyh hрупких материалов [On dynamic effects in rod systems made of physical non-linear brittle materials] // *Industrial and civil engineering*. 1999. No. 9. Pp. 23–24. (rus).
10. Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Androsova N.B., Buhtiyarova A.S. ZHivuchest' zdaniy i sooruzhenij pri zaproektnykh vozdejstviyah. [Survivability of buildings and structures under non-design impacts]. Moscow: ACB, 2014. 208 p. (rus).
11. Almazov V.O., Kao Z.K. Dinamika progressiruyushchego razrusheniya monolitnyh mnogoetazhnyh karkasov. [Dynamics of progressive failure of monolithic multistory frames] Moscow: ACB, 2014. 128 p. (rus).
12. Almazov V.O., Plotnikov A.I., Rastorguev B.S. Problemy soprotivleniya zdaniy progressiruyushchemu razrusheniyu [Problems of buildings resistance to progressive collapse] // *Vestnik MGSU*. 2011. No. 2–1. Pp. 16–20. (rus).
13. 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. Vol. 74, № 16. P. 850–863.
14. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S. Y., Kaydas P.A. Progressive Collapse Behavior of a Precast Reinforced Concrete Frame System with Layered Beams // *Buildings*. 2024. Vol. 14, № 6. P. 1776.
15. Fedorova N.V., Moskovtseva V.S., Savin S.Yu. Deformirovanie i razrushenie zhelezobetonnyh ram so slozhnonapryazhennymi elementami v zapredel'nykh sostoyaniyah [Deformation and destruction of reinforced concrete frames with complexly stressed elements in transcendent states]. *Collection of scientific papers of the RAASN. Russian Academy of Architecture and Building Sciences*. 2022. Vol. 2. Pp. 458–468. (rus).
16. Il'yushchenko T.A., Kolchunov V.I., Fedorov S.S. Treshchinostojkost' prednapryazhennyh zhelezobetonnyh ramno-sterzhnevyykh konstrukcij pri osobykh vozdejstviyah [Crack resistance of prestressed reinforced concrete frame-core structures under special influences]. *Building and Reconstruction*. 2021. No. 1(93). Pp. 74–84. (rus).
17. Prokopovich I.E., Kobrinec V.M., Polovec V.I., Tvardovskij I.A. Vliyanie rezhima prilozheniya szhimayushchej nagruzki na dlitel'noe soprotivlenie betona [Effect of compressive load application mode on the long-term resistance of concrete] // *Concrete and reinforced concrete*. 1991. No. 6. Pp. 6–8. (rus).
18. Bezgodov I.M. Dlitel'naya prochnost' i predel'naya deformativnost' vysokoprochnogo starogo betona [Long-term strength and ultimate deformability of high-strength old concrete] // *Concrete Technology*. 2024. No 1. (192). Pp. 27–31. (rus).

19. Cvetkov K.A., Bazhenova A.V., Bezgodov I.M. Problema postroeniya diagrammy deformirovaniya betona pri odnokratnom dinamicheskom vozhdejstvii s uchetom vliyaniya predvaritel'nyh napryazhenij ot dejstviya staticheskoy nagruzki [The problem of construction of concrete deformation diagram under a single dynamic action taking into account the influence of pre-stresses from static loading] // *Vestnik MGSU*. 2012. No 7. Pp. 152–158. (rus).
20. Savin S.Y., Sharipov M.Z. Nonlinear visco – elastic behavior of concrete under static-dynamic loading: Experimental and numerical studies // *Structures*. 2025. Vol. 74. P. 108496.
21. Levchitch V. et al. Seismic performance capacities of old concrete // *13 th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada. 2004. Pp. 1–15.

Информация об авторах:

Савин Сергей Юрьевич

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций.

E-mail: savinsyu@mgsu.ru

Шарипов Манонходжа Зарифходжаевич

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,

аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций

E-mail: manonkhoja.sh@bk.ru

Московцева Виолетта Сергеевна

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия, кандидат технических наук, преподаватель кафедры инженерной графики и компьютерного моделирования.

E-mail: lyavetka1@mail.ru

Information about authors:

Savin Sergey Yu.

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, candidate of technical science, associate professor of the department of Reinforced Concrete and Masonry Structures.

E-mail: savinsyu@mgsu.ru

Sharipov Manonkhodja Z.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,

Post graduate student of the department of Reinforced Concrete and Masonry Structures.

F-mail: manonkhoja.sh@bk.ru

Moskovtseva Violetta S.

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, candidate of technical science, lecturer of the Department of Engineering Graphics and Computer Modeling.

E-mail: lyavetka1@mail.ru

А.Г. ТАМРАЗЯН¹, М.В. КУДРЯВЦЕВ¹¹ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия

ВЛИЯНИЕ КОРРОЗИОННЫХ ПОВРЕЖДЕНИЙ АРМАТУРЫ НА ДИНАМИЧЕСКОЕ СОСТОЯНИЕ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Аннотация. Самый часто встречаемый дефект в железобетонных конструкциях — это коррозионные повреждения рабочей арматуры в теле бетона. Основную опасность коррозионных повреждений несут несколько факторов: увеличение продуктов коррозии в объёме и создание дополнительных растягивающих напряжений в бетоне по длине стержня, что приводит к откалыванию защитного слоя; уменьшение диаметра рабочей арматуры; участки локального оголения арматуры вследствие разрушения защитного слоя. Помимо потери общей несущей способности конструкций вследствие уменьшения площади сечения арматуры и бетона, изменяются ещё и их динамические характеристики. Изменение динамических характеристик конструкций влияет на оценку сейсмостойкости зданий при расчете по акселерограммам на доминантные частоты колебаний. В работе представлен анализ отечественной и зарубежной литературы по оценке сцепления арматуры с бетоном, приведены результаты испытаний, проведенных авторами статьи, по оценке потери сцепления коррозионно-поврежденного арматурного стержня в теле бетона и приведены результаты изменения периодов и частот колебаний поврежденных колонн.

Ключевые слова: коррозия, арматуры, сейсмика, динамика, колебания, сцепление.

A.G. TAMRAZYAN¹, M.V. KUDRYAVTSEV¹¹National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

EFFECT OF REINFORCEMENT CORROSION DAMAGE ON DYNAMIC BEHAVIOR OF COMPRESSED REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Abstract. The most common defect in reinforced concrete structures is corrosion damage of the working reinforcement in the concrete body. The main danger of corrosion damage is caused by several factors: increase of corrosion products in volume and creation of additional tensile stresses in concrete along the length of the rod, which leads to spalling of the protective layer; reduction of the diameter of the working reinforcement; areas of local bare reinforcement due to destruction of the protective layer. In addition to the loss of the total load-bearing capacity of structures due to the reduction of the cross-sectional area of reinforcement and concrete, their dynamic characteristics also change. The change of dynamic characteristics of structures affects the assessment of seismic resistance of buildings when calculated by accelerograms for dominant frequencies of vibrations. The paper presents the analysis of domestic and foreign literature on the assessment of the bond of reinforcement with concrete, the results of tests conducted by the authors of the paper on the assessment of the loss of bond of corrosion-damaged reinforcing bars in the body of concrete and the results of changes in the periods and frequencies of vibrations of damaged columns.

Keywords: corrosion, reinforcement, seismic, dynamics, vibrations, bonding.

Введение

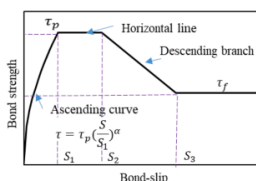
Сцепление арматуры с бетоном является одним из основных факторов, позволяющих совместно работать железобетону как единому монолитному материалу [1]. Снижение сцепления арматуры с бетоном приводит к образованию трещин, уменьшению жесткости конструкции и снижению несущей способности в целом [2].

Начиная с создания железобетона велись работы по изучению сцепления арматуры с бетоном для возможности учета совместного деформирования. Были сделаны выводы, что за напряжения сцепления стержня отвечает много различных параметров: максимальные напряжения бетона на растяжение, вид бетона и его состав, диаметр и вид профиля арматурных стержней, вид нагрузки (статическая, динамическая, циклическая). Учет всех перечисленных параметров обеспечивает требуемое зацепление арматуры в теле бетона [3-4]. Одним из таких факторов является коррозионное повреждение арматуры в процессе эксплуатации сооружения. Из-за коррозии арматуры возникают продольные трещины вдоль стержня за счёт давления продуктов коррозии, что снижает жесткость конструкции. Также снижается сцепление стержня в бетоне, что может привести к проскальзыванию арматуры и перераспределению усилий в элементах конструкций [5].

На основании анализа литературы, было предложено множество зависимостей для определения сцепления бетона с арматурой на основе экспериментальных данных. Однако они не учитывают возможность снижения сцепления при повреждении целостности бетона и арматуры.

В таблице 1 приведен обзор методик определения сцепления арматуры с бетоном.

Таблица 1 - Методы определения сцепления между арматурой и бетоном

Авторы	Ссылка на литературный источник	Методы расчета
Kholmianskiy M.M.	[6]	$\tau = B \frac{\ln(l+as)}{l+as}$, где $B = e\tau_{max}$ and $a = \frac{e-l}{S_{max}}$ коэффициенты, принятые на основе экспериментальных исследований.
Shima H., Chou L.-L., Okamura H. Micro and Macro Models	[7]	$\tau = B \frac{[\ln(l+as)]^3}{l + \beta s}$
Balázs G.L.	[8]	$\tau = \tau_{max} \frac{2s_{max}s}{s_{max}^2 + s^2}$
CEB-FIP Model Code 90	[9]	 $\tau = \begin{cases} \tau_{max} \left(\frac{s}{s_1}\right)^a, & 0 \leq s < s_1; \\ \tau_{max}, & s_1 \leq s < s_2; \\ \tau_{max} + (\tau_f - \tau_{max}) \left(\frac{s - s_2}{s_3 - s_2}\right), & s_2 \leq s < s_3; \\ \tau_f, & s > s_3; \end{cases}$ где τ_{max} и τ_f максимальные и остаточные касательные напряжения, соответственно; s_1, s_2, и s_3 проскальзывание стержня в различных характерных точках кривой; и a индекс, определяющий форму восходящей части кривой.

Cruz J.S., Barros J.	[10]	$\tau = \begin{cases} \tau_{max} \left(\frac{s}{s_{max}} \right)^a, & s \leq s_{max} \\ \tau_{max} \left(\frac{s}{s_{max}} \right)^{-a'}, & s > s_{max} \end{cases}$ Модификация CEB-FIP Model Code 90, учитывающая нелинейный характер нисходящей ветви диаграммы.
G. Rehm	[11]	$\tau = c_1 s^a + c_2 s,$ где τ, s - напряжение сцепления и относительное скольжение между арматурой и бетоном, соответственно; c_1, c_2 и a экспериментально определенные коэффициенты.
Y.F. Wu, X.M. Zhao	[12]	$\tau = \frac{\tau_{max}}{\left[e^{-\frac{B \ln(\frac{B}{D})}{B-D}} - e^{-\frac{D \ln(\frac{B}{D})}{B-D}} \right]} (e^{Bs} - e^{Ds})$ $\frac{\tau_{max}}{\sqrt{f_c}} = \frac{2.5}{1 + 3.1e^{-0.47K}}$ $K = (K_{co} + 33K_{st})$ $K_{co} = \frac{c}{d_b}$ $K_{st} = \frac{A_{st}}{n s_{st} d_b}$ $B = \frac{0.0254 + K_{st}}{0.0232 + 8.34K_{st}}$ $D = 3 \ln \left(\frac{0.7315 + K}{5.176 + 0.3333K} - 0.13 \right) - 3.375$ где K_{co} и K_{st} коэффициенты учитывающие параметры армирования; K суммарный коэффициент; f_c и c прочность бетона и защитный слой; d_b диаметр продольных стержней; A_{st} площадь; n количество стержней; и s_{st} расстояние между стержнями.
H.S. Lee, T. Noguchi, F. Tomosawa	[13]	$R_t = e^{-5.61n}$
J.G. Cabrera	[14]	$R_t = 1 - 5.6n$
K.D. Stanish, R.D. Hooton, S.J. Pantazopoulou	[15]	$R_t = 1 - 3.5n$
Y. Yuan, S. Yu, F. Jia,	[16]	$R_t = 1 - \left(10.544 - \frac{1.586c}{d_b} \right) n$
Y. Auyeung, P. Balaguru, L. Chung	[17]	$R_t = e^{-32.51n}$
L. Chung, S.H. Cho, J.H.J. Kim, S.T. Yi	[18]	$R_t = 0.0159n^{-1.06} \leq 1.0$
L. Chung, J.H.J. Kim, S.T. Yi	[19]	$R_t = 0.116n^{-0.55} \leq 1.0$
K. Bhargava, A.K. Ghosh, Y. Mori, S. Ramanujam	[20]	$R_t = \begin{cases} e^{-19.8(n-1.5\%)} \\ e^{-11.7(n-1.5\%)} \end{cases}$
A.R.L. Kivell	[21]	$R_t = e^{-7.6(n-2.4\%)} \leq 1.0$
H.W. Lin, Y.X. Zhao	[22]	$R_t = \begin{cases} 1 & n \leq 1.5\% \\ e^{-\delta(n-1.5\%)} & n > 1.5\% \end{cases}$ where $\delta = \frac{13.28 - 0.57c/d_b}{\frac{43.54A_{st} + 1}{d_b s_{st} n_d}}$

Продолжение 2 таблицы 1

ACI Committee 318	[23]	$f_b = \frac{2\mu}{\pi} \sigma_n + f_{adh} = \frac{2\mu}{\pi} (\sigma_c + \sigma_{st} + \sigma_{conf}) + f_{adh}$ $f_b = \beta \sigma_n + f_{adh}$ где f_b касательное напряжение; f_{adh} начальное сцепление за счёт адгезии; σ_n сумма нормальных и касательных напряжений.
Hindawi	[24]	$\tau = \begin{cases} k_1 S, & 0 \leq s \leq s_{cr}, \\ \tau_{cr} + k_2 (s - s_{cr}), & s_{cr} < s \leq s_u, \\ \tau_u + k_3 (s - s_u), & s_u < s \leq s_r, \\ \tau_r, & s_r \leq s. \end{cases}$ где τ средняя прочность сцепления; S скольжение между продольной арматурой и бетоном; τ_u и s_u предельная прочность сцепления и проскальзывание, соответственно; τ_{cr} прочность сцепления при растрескивании, принимаемая за значение $0,9\tau_u$; s_{cr} трещиностойкость, принимаемая за величину $0,9s_u$; τ_r и s_r остаточная прочность сцепления и остаточное проскальзывание, соответственно; k_1, k_2, и k_3 касательные коэффициенты первых трех стадий которые могут быть рассчитаны по следующим уравнениям: $k_1 = \frac{\tau_{cr}}{s_{cr}}$ $k_2 = \frac{(\tau_u - \tau_{cr})}{(s_u - s_{cr})}$ $k_3 = \frac{(\tau_r - \tau_u)}{(s_r - s_u)}$ В соответствии с экспериментальными данными τ_u, s_u, τ_r, и s_r определяются по формулам: $\tau_u = \tau_{con} + \tau_{st} = \left(k_{con} \cdot \frac{c}{d} + \tau_0 \right) + (k_{st} \rho_{sv}),$ $= \left(k_{con} \cdot \frac{c}{d} + \tau_0 \right) + \left(A \cdot \frac{c}{d} + k_0 \right) \rho_{sv},$ $\begin{cases} k_{con} = -10.18\omega + 2.31 \\ \tau_0 = 8.58\omega + 4.47, \\ A = 211.27\omega + 24.63, \\ k_0 = -399.43\omega - 17.59, \end{cases}$ $s_u = s_{st} + s_0 = k_u \cdot \rho_{sv} + s_0,$ $= \left(k_\omega \cdot \frac{c}{d} + k_0 \right) \rho_{sv} + k_s \cdot \frac{c}{d} + k_{s0},$ $\begin{cases} k_\omega = 472.28\omega - 125.83, \\ k_0 = -1024\omega - 116.58, \\ k_s = -24.68\omega + 2.05, \\ k_{s0} = 32.58\omega + 2.69, \end{cases}$ $\frac{\tau_r}{s_r} = (-9.8\omega + 3.09)\rho_{sv} + 0.19,$ $\frac{s_r}{s_u} = (-86.87\omega - 8.31)\rho_{sv} + 3.94\omega + 1.85.$
СП 63.13330	[25]	$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt}$ где η_1 коэффициент, учитывающий влияние типа поверхности; η_2 коэффициент, учитывающий диаметр арматурного стержня; R_{bt} прочность бетона на осевое растяжение.

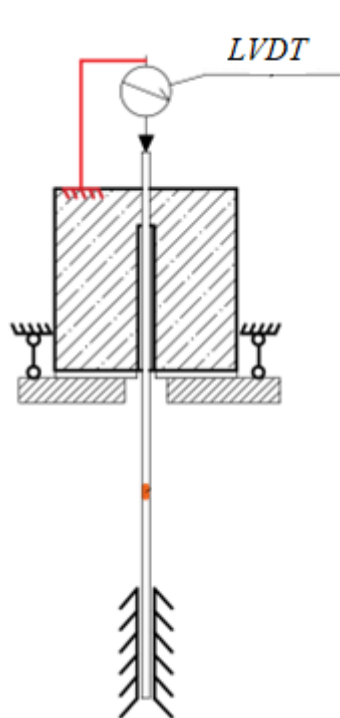
Методы

Методика определения сцепления арматуры с бетоном

Для оценки сцепления арматуры с бетоном был поставлен эксперимент на базе НИУ МГСУ. Арматурные стержни длиной 400 мм, диаметром 8 мм класса А500С были забетонированы в бетонные кубы 100x100x100 мм класса по прочности В25. Рабочая часть стержня (длина анкеровки), имеющая сцепление с бетоном, составляет пять диаметров арматуры (40 мм). Остальная часть арматурного стержня изолирована от бетона при помощи пластиковой втулки.

Было изготовлено 2 серии образцов. Первая серия контрольная, вторая серия имеет коррозионное повреждение арматурного стержня.

Коррозия арматуры создавалась путем электрохимической коррозии. Образцы были помещены в пластиковую ёмкость и залиты 5% раствором NaCl. С помощью лабораторного трансформатора постоянного тока к арматурному стержню подводился положительный заряд, к солевому раствору отрицательный заряд. Процесс коррозии при постоянном токе равном 0,5А занял 60 дней. Определенный с помощью взвешивания диаметр арматуры до коррозии составлял 8,12 мм ($A_s=0,52 \text{ см}^2$). После коррозии диаметр арматуры составил 7,14 мм ($A_{s,cor}=0,40 \text{ см}^2$), процент коррозии арматуры в теле бетона по диаметру составил $\Delta_D = \frac{(D_s - D_{s,cor})}{D_s} \cdot 100\% = \frac{(0,812 - 0,714)}{0,812} \cdot 100 = 12,07\%$ и по площади поперечного сечения $\Delta_A = \frac{(A_s - A_{s,cor})}{A_s} \cdot 100\% = \frac{(0,52 - 0,40)}{0,52} \cdot 100 = 23,08\%$ Схема испытания образцов представлена на рисунке 1.



(а) схема испытаний



(б) образец с коррозией



(с) образец без коррозии

Рисунок 1 – Испытание арматуры на выдергивание из бетона

По результатам испытаний были проанализированы полученные усредненные данные и построены графики смещения свободного конца арматуры от приложенной внешней нагрузки. Графики проскальзывания арматурных стержней представлены на рисунке 2.

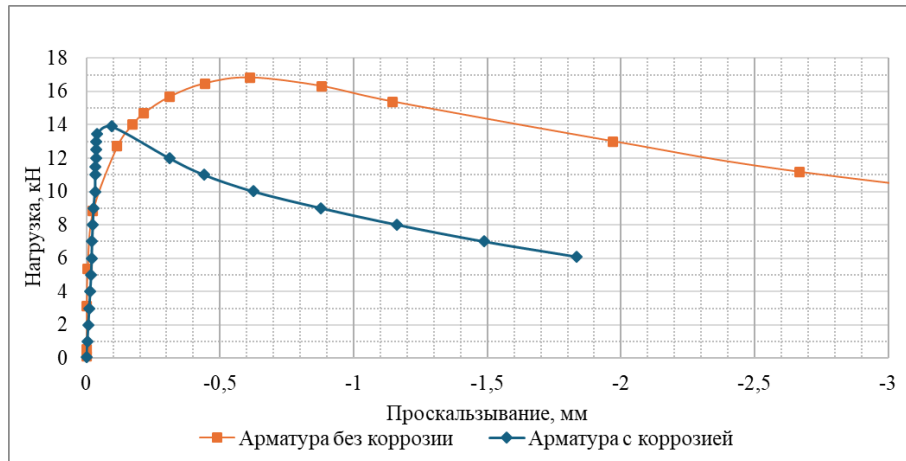


Рисунок 2 – График проскальзывания арматурного стержня

Как можно заметить из диаграмм деформирования, стержень без коррозии проскальзывает при большей осевой растягивающей нагрузке равной 16,83 кН, по сравнению со стержнями с коррозией 13,89 кН и имеет более плавный характер деформирования без резких перепадов на графике. Образец, имеющий коррозионные повреждения, имеет линейный участок деформирования без искривления почти до пиковой нагрузки.

На рисунке 2 при нагрузке 8 кН на графике заметна точка перелома, после которой изменяется угол наклона графика. В этот момент график приобретает нелинейный характер деформирования. Можно предположить, что происходит местное смятие бетона над серповидным профилем арматуры и микротрещинообразование бетона по периметру контакта арматурного стержня с бетоном. После достижения пикового значения нагрузки происходит проскальзывание арматурного стержня вследствие разрушения от растягивающих и сдвиговых напряжений в бетоне по контакту с арматурным стержней. В общем виде сопротивление стержня выдергиванию состоит из нескольких основных параметров: адгезия стержня к бетону, зацепление рифлением за бетон и влияние нормального давления на арматуру вследствие усадки бетона и микрообжатия арматуры.

Для серии образцов с коррозионным повреждением арматуры график имеет линейный участок деформирования до уровня нагружения 0,95 от предельной нагрузки. После чего происходит плавное проскальзывание арматурного стержня из бетона. При коррозии происходит расслаивание наружных слоев стержня. Внешние слои имеют хорошую адгезию к бетону и удерживаются в нём при сдвиге арматуры относительно бетона. Разрушение образцов с коррозией происходит по контакту «стержней-продукты коррозии». По наблюдениям основным фактором, удерживающим стержень арматуры в бетоне, является сила трения стержня о продукты коррозии. Сопротивление стержня выдергиванию состоит из влияния нормального давления на арматуру вследствие усадки бетона и микрообжатия арматуры, а также дополнительного нормального давления от расширяющихся в объёме продуктов коррозии.

Методика определения периода и частоты колебаний колонны

Для оценки снижения динамических характеристик поврежденных коррозией конструкций проводился эксперимент на железобетонных колоннах размерами 100x100x700 мм. Повреждение арматуры достигается путем электрокоррозии образцов в солевом растворе. Неповрежденный образец жестко закрепляется уширением в основании к силовому полу. На расстоянии 150 мм от свободного края колонны устанавливается датчик перемещения

параллельно удару, над датчиком перемещения жестко закрепляется датчик силы на торце колонны.

Методика испытаний и обработка результатов:

1. По датчику силы наносятся удары молотом для возбуждения вынужденных колебаний в образце.
2. Тензометрическая станция записывала показания датчика перемещения и время записи данных с частотой 1000 Гц
3. По результатам испытаний строился график зависимости амплитуды колебаний от времени.

Первая собственная частота и период колебаний определялись аналитически. Результаты испытаний и методика расчета частоты и периода колебаний неповрежденных коррозией колонн представлены в [26].

Результаты и обсуждение

Анализ результатов испытаний по определению сцепления арматуры с бетоном

По полученным результатам построим график деформирования в осях «перемещение свободного края арматуры – касательные напряжения» для обеих серий образцов (рисунок 3). Касательные напряжения по экспериментальным данным определяются по формуле

$$\tau = \frac{N}{l \cdot \pi \cdot d}, \quad (1)$$

где N – осевая нагрузка; l – длина анкеровки арматурного стержня в бетоне; d – диаметр арматуры.

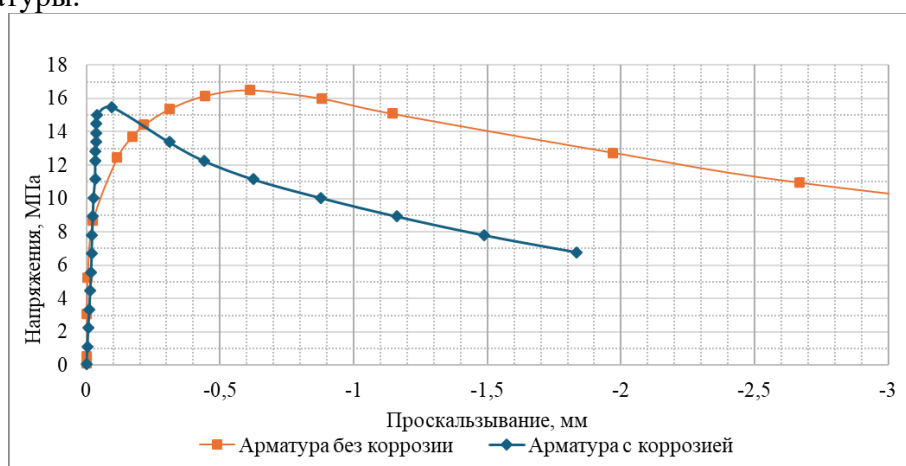


Рисунок 3 – Диаграмма касательных напряжений сдвига

В таблице 2 приведены осредненные параметры, полученные по результатам испытаний двух серий по 10 образцов без коррозии арматуры и с коррозией арматуры. На рисунках 4–7 показаны образцы после разрушения и предполагаемые механизмы их разрушения.

Таблица 2 - Результаты испытаний определения сцепления

Вид образца	Диаметр стержня, мм	Максимальная нагрузка, кН	$\tau_{\max}$, МПа	Напряжение в стержне σ , МПа	$\Delta\tau$, %	$\Delta\sigma$, %
С коррозией (серия 1)	7,14	13,89	15,5	347,3	6,05	6,84
Без коррозии (серия 2)	8,12	16,83	16,5	325,1		



Рисунок 4 – Арматура с коррозией после испытаний



Рисунок 5 – Отслаивание продуктов коррозии в теле бетона

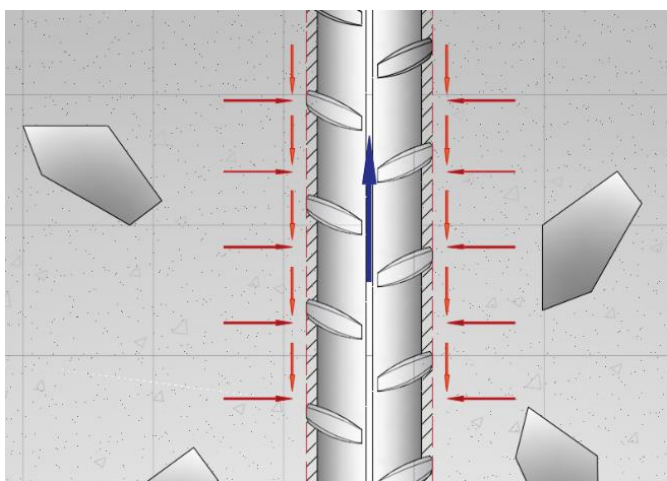


Рисунок 6 – Схема разрушения образцов серии 1

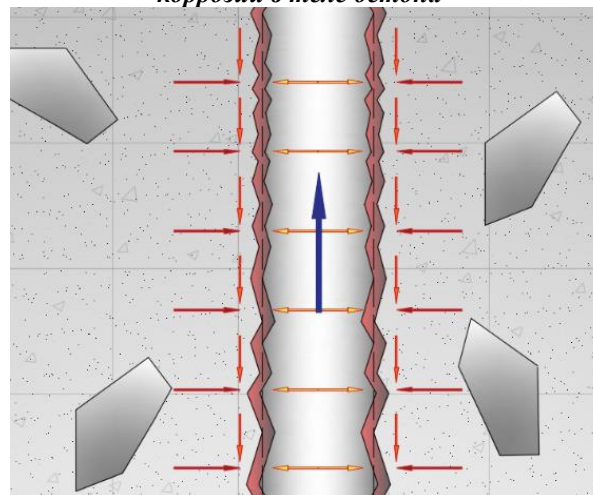


Рисунок 7 – Схема разрушения образцов серии 2

Анализ результатов динамических испытаний

Результатами экспериментальных исследований является определение и сравнение динамического поведения двух серий железобетонных колонн, подвергнутых коррозии арматуры и без коррозии арматуры.

После обработки экспериментальных данных были получены диаграммы затухания колебаний колонн без повреждений и с повреждениями. Сравнение диаграмм представлено на рисунках 8–9, пунктирной линией показано затухание колебаний колонн без повреждений, сплошной линией – колонн с коррозионным повреждением арматуры. В таблице 3 приведены результаты аналитического расчета.

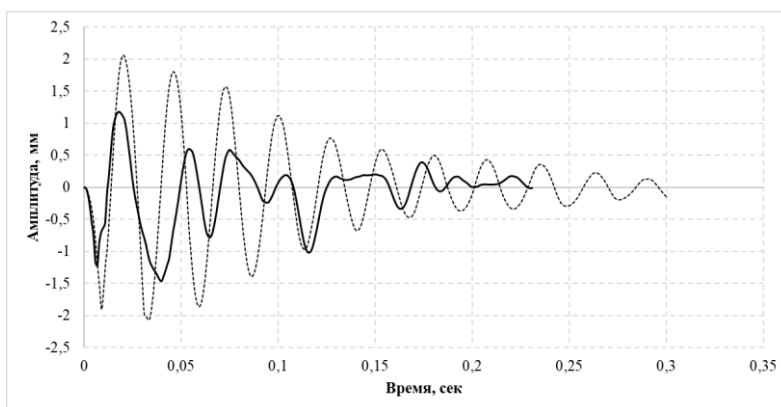


Рисунок 8 – Колонна 1с-2

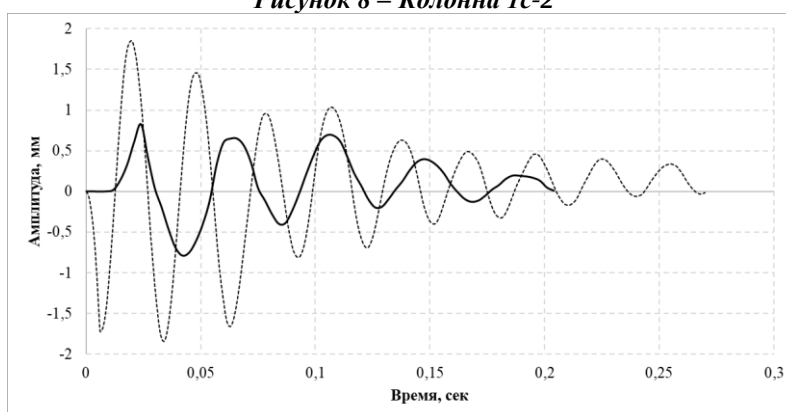


Рисунок 9 – Колонна 1с-3

Таблица 3 - Результаты динамических испытаний

Процент коррозии, %	Маркировка колонн	Период (Т), с	Первая собственная частота (ν), Гц
Колонны без повреждений			
0	1с-2	0,0265	37,75
0	1с-3	0,0260	38,69
0	1с-5	0,0300	33,37
0	1с-6	0,0265	37,75
0	2с-2	0,0305	32,80
0	2с-3	0,0265	37,75
0	2с-4	0,0275	36,47
0	2с-7	0,0275	36,47
-	Среднее значение:	0,0276	36,38
Колонны с коррозионным повреждением арматуры			
20	1с-2	0,036	27,78
20	1с-3	0,044	22,73
20	1с-5	0,036	27,47
20	1с-6	0,038	26,08
-	Среднее значение:	0,0385	26,02
40	2с-2	0,038	26,14
40	2с-3	0,038	26,67
40	2с-4	0,040	25,00
40	2с-7	0,042	23,81
-	Среднее значение:	0,0395	25,41

Образцы колонн, подвергнутые электрохимической коррозии, имели коррозионные трещины вдоль арматурных стержней в пределах защитного слоя бетона. Появление коррозионных трещин значительно влияет на снижение жесткости конструкции, что приводит к увеличению периода колебаний [27, 28]. Для определения расчетного момента инерции экспериментальных колонн было принято расчетное сечение, представленное на рисунке 10. Предлагается не учитывать угловые зоны бетона, по которым были пройдены вертикальные коррозионные трещины от арматуры. В таблице 4 приведены результаты расчета жесткости железобетонной колонны.

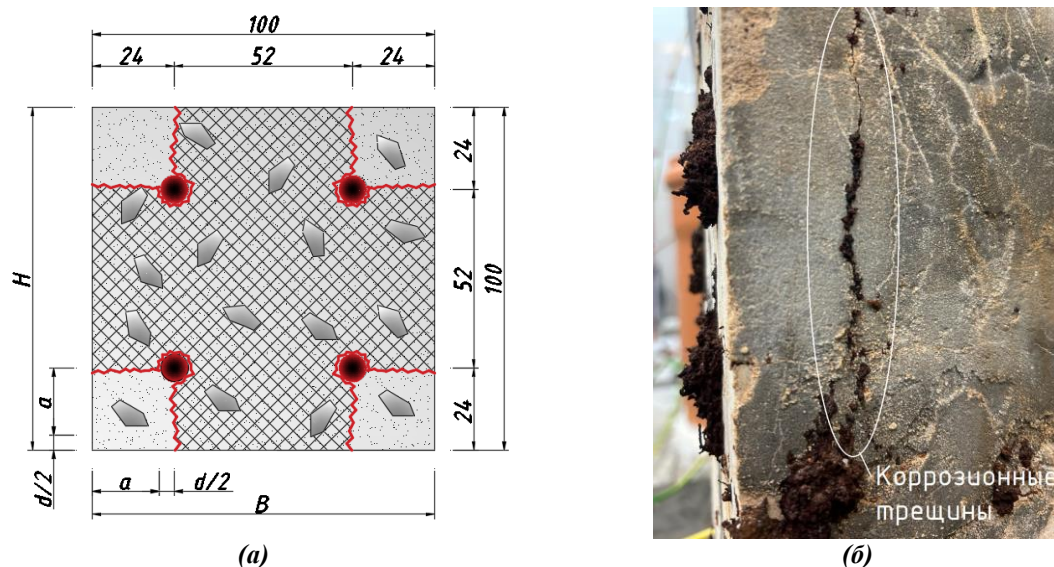


Рисунок 10 – Расчетное сечение колонны с повреждением арматуры:
(а) схема к определению момента инерции; (б) вертикальные угловые коррозионные трещины

Таблица 4 - Результаты определения жесткости сечения колонн

Вид расчетного сечения	Модуль упругости материалов, кН/см ²	Момент инерции бетона, см ⁴	Момент инерции арматуры, см ⁴	Суммарный момент инерции, см ⁴	Жесткость бетонного сечения, кНсм ²	Жесткость арматуры, кНсм ²	Общая жесткость сечения, кНсм ²
Расчетное сечение без коррозии арматуры	Бетон – 1800; Арматура - 20000	833	7,03	840,03	1 500 940	140 600	1 640 540
Расчетное сечение с коррозией арматуры (рисунок 11)	Бетон – 1800; Арматура - 20000	490	5,41	495,41	881 190	108 200	989 390
Сравнение результатов, %		-	-	-	41,25	23,04	39,69

Анализируя полученные данные из таблицы 4, можно обратить внимание на то, что больший вклад в деградацию жесткости колонны вносит изменение расчетного сечения бетона. При коррозии арматуры в 23,08% (по площади сечения) и заданными параметрами армирования колонны (a , H , B , $d/2$), изменение жесткости арматуры составляет 23,04%. При

этом изменение жесткости бетонного сечения без учета угловых зон с коррозионными трещинами, составляет 41,25%. Общая деградация жесткости колонны составляет 39,7%.

Заключение

1. По результатам испытаний было определено снижение сцепления коррозионно-поврежденного стержня на 6,05%.
2. Максимальные напряжения в арматуре у коррозионного поврежденного стержня выше на 6,84%, чем у неповрежденного. Данный эффект достигается за счет снижения площади арматуры с учетом незначительного снижения максимальной нагрузки на образец.
3. По графикам деформирования заметно влияние продуктов коррозии на работу стержня в теле бетона при выдергивании. Коррозионно-поврежденная арматура удерживается в бетоне за счет трения стержня о продукты коррозии и график приобретает линейный характер. При отсутствии повреждений арматуры, видны пластические деформации бетона между профилем арматуры при её работе на выдёргивание из бетона.
4. Коррозионные повреждения на образцах колоннах увеличивают период колебаний на 41,3% и снижают первую собственную частоту. При увеличении степени коррозии арматуры динамические характеристики колонн изменяются незначительно.
5. Основным фактором, влияющим на деградацию динамических характеристик колонн, является изменение жесткости колонны вследствие образования коррозионных трещин вокруг арматурных стержней.

Благодарности

Работа выполнена в рамках государственного задания в сфере научной деятельности Министерства науки и высшего образования Российской Федерации, проект по теме «Оценка технического состояния зданий на основе параметров живучести и риска», номер темы FSWG 2024-0003 (госзадание НИУ МГСУ). Соглашение о предоставлении субсидии из федерального бюджета на финансовое обеспечение выполнения государственного задания от 15.10.2024 №075-03-2024-063/9.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бенин Андрей Владимирович, Семенов Артем Семенович, Семенов Сергей Георгиевич, Мельников Борис Евгеньевич Математическое моделирование процесса разрушения сцепления арматуры с бетоном. Часть 1. Модели с учетом несплошности соединения // Magazine of Civil Engineering. 2013. №5 (40).
2. Тамразян А.Г. Концептуальные подходы к оценке живучести строительных конструкций, зданий и сооружений. *Железобетонные конструкции*. 2023;3(3):62-74.
3. Алексейцев А.В. Анализ устойчивости железобетонной колонны при горизонтальных ударных воздействиях. *Железобетонные конструкции*. 2023;2(2):3-12.
4. 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):46-54.
5. Колчунов В.И. Деформационная модель сопротивления бетона и железобетона от дислокаций до трещин. *Строительство и реконструкция*. 2022;6(6):22-39.
6. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном. Москва: Стройиздат, 1981. 184 с.
7. Shima H., Chou L.-L., Okamura H. Micro and Macro Models for Bond in Reinforced Concrete. Journal of the Faculty of Engineering: University of Tokyo. 1987. Vol. XXXIX. No. 2. Pp. 133–194
8. Balázs G.L. Connecting Reinforcement to Concrete by Bond // Beton- und Stahlbetonbau. 2007. No.102. pp. 46–50.
9. CEB-FIP Model Code 90
10. Cruz J.S., Barros J. Modeling of bond between near-surface mounted CFRP laminate strips and concrete // Computers and Structures. 2004. No.82. Pp.1513–1521.
11. G. Rehm, The fundamental law of bond, Proceedings of the Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Stockholm, pp. 491-498, 1957
12. Y.F. Wu, X.M. Zhao, Unified bond stress-slip model for reinforced concrete, J. Struct. Eng. 139 (11) (2012) 1951–1962.

13. H.S. Lee, T. Noguchi, F. Tomosawa, Evaluation of the bond properties between concrete and reinforcement as a function of the degree of reinforcement corrosion, *Cem. Concr. Res.* 32 (8) (2002) 1313–1318.
14. J.G. Cabrera, Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion, *Cem. Concr. Compos.* 18 (1) (1996) 47–59.
15. K.D. Stanish, R.D. Hooton, S.J. Pantazopoulou, Corrosion effects on bond strength in reinforced concrete, *ACI Struct. J.* 96 (6) (1999) 915–921.
16. Y. Yuan, S. Yu, F. Jia, Deterioration of bond behavior of corroded reinforced concrete, *Indust. Constr.* 29 (11) (1999) 47–50 (in Chinese).
17. Y. Auyeung, P. Balaguru, L. Chung, Bond behavior of corroded reinforcement bars, *ACI Mater. J.* 97 (2) (2000) 214–220.
18. L. Chung, S.H. Cho, J.H.J. Kim, S.T. Yi, Correction factor suggestion for ACI development length provisions based on flexural testing of RC slabs with various levels of corroded reinforcing bars, *Eng. Struct.* 26 (8) (2004) 1013–1026.
19. L. Chung, J.H.J. Kim, S.T. Yi, Bond strength prediction for reinforced concrete members with highly corroded reinforcing bars, *Cem. Concr. Compos.* 30 (7) (2008) 603–611.
20. K. Bhargava, A.K. Ghosh, Y. Mori, S. Ramanujam, Suggested empirical models for corrosion-induced bond degradation in reinforced concrete, *J. Struct. Eng.* 134 (2) (2008) 221–230.
21. A.R.L. Kivell, Effects of bond deterioration due to corrosion on seismic performance of reinforced concrete structures, University of Canterbury, New Zealand, 2012.
22. H.W. Lin, Y.X. Zhao, Effects of confinements on the bond strength between concrete and corroded steel bars, *Constr. Build. Mater.* 118 (2016) 127–138.
23. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002, 443 pp.
24. Hindawi, Experimental Study on Bond Performance and Damage Detection of Corroded Reinforced Concrete Specimens, *Advances in Civil Engineering*, Vol. 2020, Article ID 7658623, p.p. 15. DOI 10.1155/2020/7658623
25. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».
26. Tamrazyan, A. G. Influence of Damage Level on Dynamic Characteristics of Reinforced Concrete Structures when Assessing their Seismic Resistance / A. G. Tamrazyan, M. V. Kudryavtsev // *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. – 2024. – Vol. 20, No. 3. – P. 255-264.
27. Tamrazyan A.G., Chernik V.I., Matseevich T.A., Manaenkov I.K. ANALYTICAL MODEL of DEFORMATION of REINFORCED CONCRETE COLUMNS BASED ON FRACTURE MECHANICS/ *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022. Т. 18. № 6. С. 573-583.
28. Тамразян А.Г., Мацевич Т.А. Анализ надежности железобетонной плиты с корродированной арматурой. *Строительство и реконструкция*. 2022. № 1 (99). С. 89-98.

REFERENCES

1. Benin Andrey Vladimirovich, Semyonov Artem Semyonovich, Semyonov Sergey Georgievich, Melnikov Boris Evgenyevich Mathematical modeling of the process of fracture of bonding of reinforcement with concrete. Part 1. Models taking into account non-continuity of the connection // *Magazine of Civil Engineering*. 2013. №5 (40).
2. Tamrazyan A.G. Conceptual Approaches to Robustness Assessment of Building Structures, Buildings and Facilities. *Reinforced concrete structures*. 2023;3(3):62-74.
3. Alekseytsev A.V. Stability of the RC Column under Horizontal Impacts. *Reinforced concrete structures*. 2023;2(2):3-12.
4. 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;1(1):46-54.
5. Kolchunov V.I. DEFORMATION MODEL of REINFORCED CONCRETE STRUCTURES' RESISTANCE - FROM DISLOCATIONS to CRACKS. *Building and Reconstruction*. 2022;(6):22-39.
6. Kholmianskiy M.M. Kontakt armatury s betonom [Contact between concrete and reinforcement]. Moscow: Stroyizdat, 1981. 184 p. (rus)
7. Shima H., Chou L.-L., Okamura H. Micro and Macro Models for Bond in Reinforced Concrete. *Journal of the Faculty of Engineering: University of Tokyo*. 1987. Vol. XXXIX. No. 2. Pp. 133–194
8. Balázs G.L. Connecting Reinforcement to Concrete by Bond // *Beton- und Stahlbetonbau*. 2007. No.102. pp. 46–50.
9. CEB-FIP Model Code 90
10. Cruz J.S., Barros J. Modeling of bond between near-surface mounted CFRP laminate strips and concrete // *Computers and Structures*. 2004. No.82. Pp.1513–1521.
11. G. Rehm, The fundamental law of bond, *Proceedings of the Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete*, Stockholm, pp. 491-498, 1957

12. Y.F. Wu, X.M. Zhao, Unified bond stress-slip model for reinforced concrete, *J. Struct. Eng.* 139 (11) (2012) 1951–1962.
13. H.S. Lee, T. Noguchi, F. Tomosawa, Evaluation of the bond properties between concrete and reinforcement as a function of the degree of reinforcement corrosion, *Cem. Concr. Res.* 32 (8) (2002) 1313–1318.
14. J.G. Cabrera, Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion, *Cem. Concr. Compos.* 18 (1) (1996) 47–59.
15. K.D. Stanish, R.D. Hooton, S.J. Pantazopoulou, Corrosion effects on bond strength in reinforced concrete, *ACI Struct. J.* 96 (6) (1999) 915–921.
16. Y. Yuan, S. Yu, F. Jia, Deterioration of bond behavior of corroded reinforced concrete, *Indust. Constr.* 29 (11) (1999) 47–50 (in Chinese).
17. Y. Auyeung, P. Balaguru, L. Chung, Bond behavior of corroded reinforcement bars, *ACI Mater. J.* 97 (2) (2000) 214–220.
18. L. Chung, S.H. Cho, J.H.J. Kim, S.T. Yi, Correction factor suggestion for ACI development length provisions based on flexural testing of RC slabs with various levels of corroded reinforcing bars, *Eng. Struct.* 26 (8) (2004) 1013–1026.
19. L. Chung, J.H.J. Kim, S.T. Yi, Bond strength prediction for reinforced concrete members with highly corroded reinforcing bars, *Cem. Concr. Compos.* 30 (7) (2008) 603–611.
20. K. Bhargava, A.K. Ghosh, Y. Mori, S. Ramanujam, Suggested empirical models for corrosion-induced bond degradation in reinforced concrete, *J. Struct. Eng.* 134 (2) (2008) 221–230.
21. A.R.L. Kivell, Effects of bond deterioration due to corrosion on seismic performance of reinforced concrete structures, University of Canterbury, New Zealand, 2012.
22. H.W. Lin, Y.X. Zhao, Effects of confinements on the bond strength between concrete and corroded steel bars, *Constr. Build. Mater.* 118 (2016) 127–138.
23. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002, 443 pp.
24. Hindawi, Experimental Study on Bond Performance and Damage Detection of Corroded Reinforced Concrete Specimens, *Advances in Civil Engineering*, Vol. 2020, Article ID 7658623, p.p. 15. DOI 10.1155/2020/7658623
25. SP 63.13330.2018 Concrete and reinforced concrete structures. Basic provisions. SNiP 52-01-2003 (with Amendment No. 1) Code of Regulations from 19.12.2018
26. Tamrazyan, A. G. Influence of Damage Level on Dynamic Characteristics of Reinforced Concrete Structures when Assessing their Seismic Resistance / A. G. Tamrazyan, M. V. Kudryavtsev // *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. – 2024. – Vol. 20, No. 3. – P. 255-264.
27. Tamrazyan A.G., Chernik V.I., Matseevich T.A., Manaenkov I.K. ANALYTICAL MODEL of DEFORMATION of REINFORCED CONCRETE COLUMNS BASED ON FRACTURE MECHANICS/ *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022. T. 18. № 6. С. 573-583.
28. Tamrazyan A.G., Matseevich T.A. Reliability analysis of reinforced concrete slab with corroded reinforcement. *Construction and reconstruction*. 2022. No. 1 (99). P. 89-98.

Информация об авторах:

Тамразян Ашот Георгиевич

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой
E-mail: tamrazian@mail.ru

Кудрявцев Максим Владимирович

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
аспирант, преподаватель кафедры железобетонных и каменных конструкций
E-mail: k.m.v.29.12.96@yandex.ru

Information about authors:

Tamrazyan Ashot G.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
Corresponding member of RAACS, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures
E-mail: tamrazian@mail.ru

Kudryavtsev Maksim V.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
Postgraduate student, lecturer at the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures
E-mail: k.m.v.29.12.96@yandex.ru

С.-А.Ю. МУРТАЗАЕВ^{1,2}, М.Ш. САЛАМАНОВА^{1,2}, И.С.-А. МУРТАЗАЕВ¹¹Грозненский государственный нефтяной технический университет имени академика М.Д. Миллионщикова, г. Грозный, Россия²Комплексный научно-исследовательский институт имени Х.И. Ибрагимова Российской академии наук, г. Грозный, Россия

ГЕОПОЛИМЕРЫ НА АЛЮМОСИЛИКАТНОМ СЫРЬЕ

Аннотация. Концепция устойчивого развития мировой экономики в настоящее время направлена на достижение углеродной нейтральности и связано это с глобальным потеплением климата на планете. Согласно статистическим данным просто обжиг одной тонны портландцементного клинкера провоцирует выброс как минимум полтонны углекислого газа. В связи с этим, одним из вариантов решения обозначенных проблем является пересмотр существующих технологий и развитие низкоуглеродных мало – и бесклинкерных вяжущих веществ с использованием отходов промышленности и некондиционного сырья. Модификация системы «алюмосиликатное сырье – щелочной активатор» декагидратом тетрабората натрия и тонкодисперсной добавкой вулканической природы, улучшает свойства цементного теста, структура уплотняется, снижается пористость камня, что в итоге положительно отражается на активности вяжущего. Подготовленные образцы подвергались электронно-дифракционным исследованиям, а также рентгенофазовому анализу зоны (РФА) на дифрактометре ARLX'TRA. Свойства вяжущего и цементного теста исследовались согласно нормативным документам ГОСТ 310.3-76 Цементы. Методы определения нормальной плотности, сроков схватывания и равномерности изменения объема; ГОСТ 310.4-81 Цементы. Методы определения предела прочности при изгибе и сжатии. Данные исследований выявили зависимость влияния химического модификатора на структуру и свойства цементного камня. При модификации декагидратной системы тетраборатом натрия в дозировках 0,35 - 0,45% от массы щелочного активатора уплотняется структура, снижается пористость камня, что положительно влияет на активность вяжущего материала. Установлена положительная концепция наполнения вяжущего более дисперсной вулканической добавкой в количестве 10%, содержащей алюмосиликатную фазу. Улучшились свойства цементного теста, потребность в щелочном растворе снизилась на 8-10%, сроки схватывания не существенно, но увеличились на 10-40 минут в зависимости от активного компонента, водопоглощение по массе снизилось на 5%, а прочность возросла на 10-12%. Изучение микроструктуры образцов показало, что основную массу гетерогенных систем составляют объемные агрегаты и сростки, мелкие скопления на их поверхности с выраженной спайностью; особенности микроструктуры свидетельствуют о процессах минералообразования. Поэтому разработка моделей низкоуглеродного строительства позволит внести вклад и открыть эффективный путь к реализации климатической политики за счет рационального использования природных ресурсов, вовлечения в производство промышленных отходов и природоподобных технологий.

Ключевые слова: строительные композиты, низкоуглеродные технологии, щелочная активация, отходы промышленности, жидкое стекло, структура, активность, механоактивация

MURTAZAEV S.Yu.^{1,2}, SALAMANOVA M.Sh.^{1,2*}, MURTAZAYEV I.S.-A.¹¹Grozny State Oil Technical University named after acad. M.D. Millionshchikov, 100, KH. Isaev avenue, Grozny, 364051, Russia²Kh. Ibragimov Complex Institute of the Russian Academy of Sciences, 21, Staropromyslovskoe highway, Grozny, 364051, Russia

GEOPOLYMERS BASED ON ALUMINOSILICATE RAW MATERIALS

Abstract. The vision of a sustainable world economy is currently aimed at achieving carbon neutrality and linked to global warming. According to statistics, simply burning one ton of Portland cement clinker causes at least a half a ton of carbon dioxide to be emitted.

Therefore, one of the options to solve the problems identified is to revise existing technologies and develop low-carbon, low-carbon binders using industrial waste and unconditioned raw materials. Modification of the system «aluminosilicate raw material - alkaline activator» with sodium tetrabrydrate and a fine-dispersed additive of volcanic nature, improves the properties of the cement clay, compacts the structure, reduces the porosity of the stone, which in the end positively affects the activity of the binder. The samples prepared were subjected to electron diffraction studies, as well as X-ray phase analysis of the zone (RFA) on the ARLX'TRA diffractometer.

The properties of the binder and cement test have been investigated in accordance with the regulatory documents GOST 310.3-76 Cements. Methods for determining normal density, latch times and uniformity of volume change; GOST 310.4-81 Cements. Methods to determine the strength of bending and compression.. The studies revealed a dependence of influence of chemical modifier on structure and properties of cement stone. When modifying the dehydrated system with tetrabran sodium in dosages of 0.35 - 0.45% of the alkali activator mass, the structure is compacted, the porosity of the stone is reduced, which positively affects the activity of the binding material. The positive concept of filling a binder with a more dispersed volcanic additive in a quantity of 10% containing an aluminosilicate phase has been established. The properties of the cement dough improved, the need for alkali solution decreased by 8-10%, the adhesion times did not increase significantly but increased by 10-40 minutes depending on the active component, water absorption in mass decreased by 5% and strength increased by 10-12%. Study of microstructure of samples showed that the main mass of heterogeneous systems are volumetric aggregates and lattices, small clusters on their surfaces with pronounced spiciness; features of microstructure indicate mineralization processes.. Therefore, the development of low-carbon construction models will contribute to and open an effective path for climate policy implementation through the rational use of natural resources, the inclusion in the production of industrial wastes and environmental-like technologies.

Keywords: construction composites, low carbon technologies, alkaline activation, industrial waste, liquid glass, structure, activity, mechatronic activation

Введение

Глобальное потепление климата, связанное с выбросами парниковых газов, требует проведения экстренных мер по улучшению экологической обстановки на планете. На фоне природных изменений, концепция устойчивого развития мировой экономики в настоящее время направлена на достижение углеродной нейтральности и реализация ее возможна только на уровне международного сотрудничества и обмена технологиями. Известный факт, что значительный вклад в формирование углеродных выбросов в окружающую среду и атмосферу оказывают такие сектора, как энергетика и строительство. Согласно информации «Европейской цементной организации», просто обжиг одной тонны портландцементного клинкера провоцирует к выбросу как минимум полтонны углекислого газа [1–4].

Поэтому разработка моделей низкоуглеродного строительства позволит внести свою лепту и открыть эффективный путь к реализации климатической политики, за счет рационального использования природного ресурса, вовлечения в производство промышленных отходов и природоподобных технологий. В связи с этим, одним из вариантов решения обозначенных проблем является пересмотр существующих технологий и развитие низкоуглеродных мало – и бесклинкерных вяжущих веществ с использованием отходов промышленности и некондиционного сырья [5, 6].

Сложно назвать это направление новым, анализ исследований зарубежных работ показал, что еще в 1862 году Э. Лангин предложил активировать шлаки черной металлургии щелочным раствором, полученный искусственный камень отличался достаточно высокими техническими и эксплуатационными показателями. Шлакощелочной цемент и бетоны на его основе были конкурентоспособными материалами и широко использовались в строительстве во многих европейских странах и США. Была введена нормативная документация «Европейский стандарт шлакощелочного цемента», нашли полноценное применение миллионы тонн отходов промышленности: гранулированные шлаки, капролактамы, щелочесодовое производство, глинозем, сульфид натрия и др. [7, 8].

Несмотря на положительный зарубежный опыт применения щелочных бетонов, портландцемент вытеснил этот перспективный материал с отечественного строительного

рынка. Но большинство развитых государств, таких как Япония, Великобритания, Нидерланды, Германия, Сингапур, преследующих в приоритете отказ от карбонатной технологии и выбросов CO₂, развивают это направление и получают [9–12] качественную продукцию с уникальными характеристиками: высокая прочность и химическая стойкость, низкая экзотермия, хорошая формуемость, сопротивление хлоридам, регулируемые сроки схватывания, и все это без использования дорогого и энергозатратного клинкера.

Бесклинкерные вяжущие материалы представлены связкой «алюмосиликатная составляющая – щелочной активатор», соединения щелочных металлов в виде растворов, взаимодействуя с твердой фазой алюмосиликатного состава способствуют синтезу водостойких и прочных гидратных щелочных новообразований. Теоретическим обоснованием служит, то что процессы, протекающие в щелочных системах во многом схожи с формированием минералов в земной коре (водные и безводные модификации силикатов и алюмосиликатов кальция, натрия или калия). Природные цеолиты осадочного происхождения (шазит, анальцит, гарронит, морденит, филлипсит, эпидесмин, гейландит, гармотом, жисмондит, натролит и др.) формировались в коре земли в результате протекания гидротермальных реакций в условиях низких температур и в зависимости от концентрации щелочи менялся вещественный и химический составы минералов.

Для более полного восприятия эффекта щелочной активации металлургических шлаков, оксидный состав которых представлен алюмосиликатами, в таблице 1 представлены зависимости вяжущих композиций от вида щелочного затворителя, содержание сухого вещества Na₂O в диапазоне 3–5 % [13].

Таблица 1 – Активность вяжущей связки «шлак – щелочной раствор» в зависимости от вида затворителя, МПа [7]

Вид затворителя											
H ₂ O	NaOH	Na ₂ CO ₃	Na ₂ NO ₂	NaF	Na ₂ S	Na ₂ SiO ₃	Na ₂ O·2SiO ₂	4Na ₂ O·SiO ₂	Na ₂ O·Al ₂ O ₃ ·2SiO ₂	Na ₂ O·Al ₂ O ₃ ·8SiO ₂	Na ₂ O·Al ₂ O ₃
7.5	80	80	55	85	60	130	160	23	10	6.5	67

Объяснение этому высокие растворимость и степень диссоциации щелочных силикатов и алюминатов в водных растворах, в противовес которым щелочные алюмосиликатные соединения отличаются слабой щелочной реакцией. Следовательно, щелочные соединения подобно щелочноземельным проявляют способности гидратационного твердения.

В зависимости от вещественного состава щелочного затворителя можно получать бетон различных классов от В7,5 до В140, высокую прочность можно достичь, активируя щелочными силикатами – метасиликатом и дисиликатом натрия, во всех случаях полученный бетонный камень отличался повышенной коррозионной стойкостью, меньшими экзотермией и контракцией, процессы схватывания и твердения происходили даже при отрицательных температурах [14–16].

Промышленный опыт шлакощелочных и геопалимерных бетонов достаточно велик, но механизм процессов формирования структуры до сих пор изучается [17–20], отходы металлургии являются побочным продуктом состав и свойства которых не стабильны, к тому же для многих регионов страны они являются дефицитным и экономически не выгодным из-за логистики сырья. Для развития бесклинкерного направления необходимо придерживаться

концепции «геополимеров» [10], основанной на щелочном контакте мономерных Si–O–Si и Al–O–Si групп входящих в состав горных пород или техногенных отходов с аморфным или полукристаллическим строением, в результате чего происходит диспергация алюмосиликатных цепочек с последующим преобразованием в малоустойчивые коллоидные структуры с дальнейшим синтезом сложных уплотненных веществ.

Процесс формирования структуры геополимеров можно охарактеризовать следующей упрощенной моделью:

1. Диспергация групп Si–O–Si и Al–O–Si в высококонцентрированном щелочном растворе и образование коллоидной дисперсной системы.
2. Увеличение концентрации дисперсной коллоидной системы.
3. Уплотнение структуры в существующем объеме, вследствие аутогенной усадки, тетраэдры $[\text{SiO}_4]^{4-}$ и $[\text{AlO}_4]^{5-}$ замыкаются в цепи и кольца с образованием трехмерных алюмосиликатных структур $\text{M} \cdot [-(\text{Si}-\text{O})_x-\text{Al}-\text{O}-]_n \cdot w\text{H}_2\text{O}$.

Продуктами гидратации геополимерного вяжущего являются гидросиликаты кальция $\text{CaO}-\text{SiO}_2-\text{H}_2\text{O}$, гидроалюмосиликаты кальция и натрия $\text{Na}_2\text{O}-\text{CaO}-\text{Al}_2\text{O}_3-\text{SiO}_2-\text{H}_2\text{O}$, гидроалюмосиликаты натрия $\text{Na}_2\text{O}-\text{Al}_2\text{O}_3-\text{SiO}_2-\text{H}_2\text{O}$ (цеолиты) переменного состава [5, 9].

В связи с этим в работе была поставлена цель – разработка рецептов и исследование свойств геополимерного вяжущего с использованием техногенного и природного сырья, активированного щелочным раствором. Научная новизна исследований заключается в развитии теоретических основ получения геополимерных вяжущих, установлено, что щелочная активация природного и вторичного сырья алюмосиликатного происхождения приводит к синтезу гидроалюмосиликатной цеолитовой фазы переменного состава, способствующей созданию бетонных и растворных композитов с улучшенными физико-механическими и технико-экономическими показателями. Проведенные исследования и результаты работы позволят расширить сырьевую базу и номенклатуру цементной продукции, заполнив тем самым, пробелы в секторе развития ресурсосберегающего бесклнкерного направления.

Метод

Для исследования возможности получения щелочного геополимерного вяжущего в качестве составляющих связки использовали природное и техногенное сырье с наличием алюмосиликатной фазы. Опока горная порода осадочного происхождения исследовалась в термоактивированном состоянии, так как после обжига она проявляла высокую реакционную способность. В естественном виде даже после механоактивации при затворении щелочным раствором схватывания системы не наблюдалось. Опока в порошкообразном виде обжигалась в муфельной печи в течение 4 часов, максимальная температура нагрева 700 °С. Проба опоки после теплового воздействия исследовалась с помощью дисперсионно–энергетического спектрометра (ДЭС) растрового электронного микроскопа Quanta 3D 200i с интегрированной системой микроанализа Genesis Apex 2 EDS от EDAX. Обработка полученных спектров осуществлялась программным ресурсом EDAX TEAM, на рисунках 1–3 представлены результаты микроанализов. Изучение микроструктуры частиц термоактивированной опоки показало, что частицам материала свойственна неоднородность, присутствуют агрегаты и мелкие скопления с явно выраженной закрытой пористостью (рисунок 1). Спектры EDX фаз основной массы опоки термообработанной при температуре 700 °С подтвердили преобладание оксидов кальция и кремния, а также установлено присутствие алюминатов и щелочных оксидов в составе материала (рисунок 2).

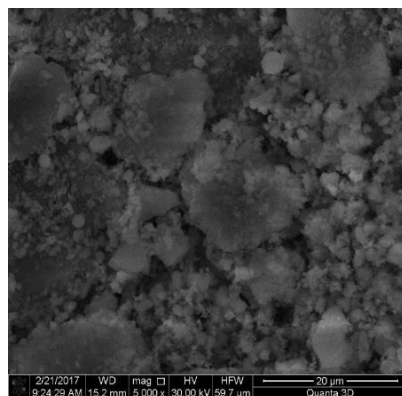


Рисунок 1 – Микрофотография зерен опоки (700 °С) увел. 5000 крат

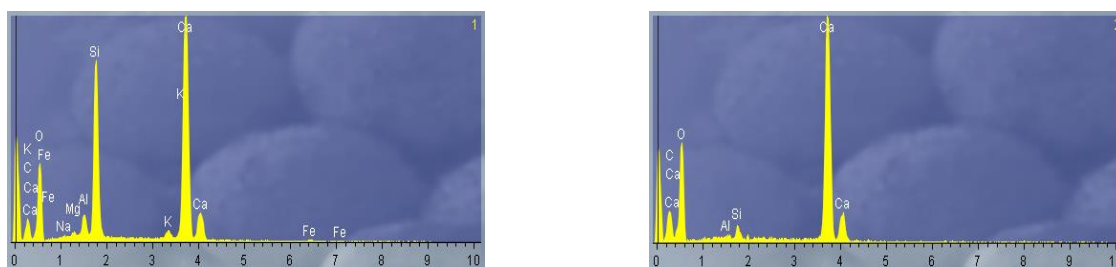


Рисунок 2 – Спектры EDX фаз основной массы опоки (700 °С)

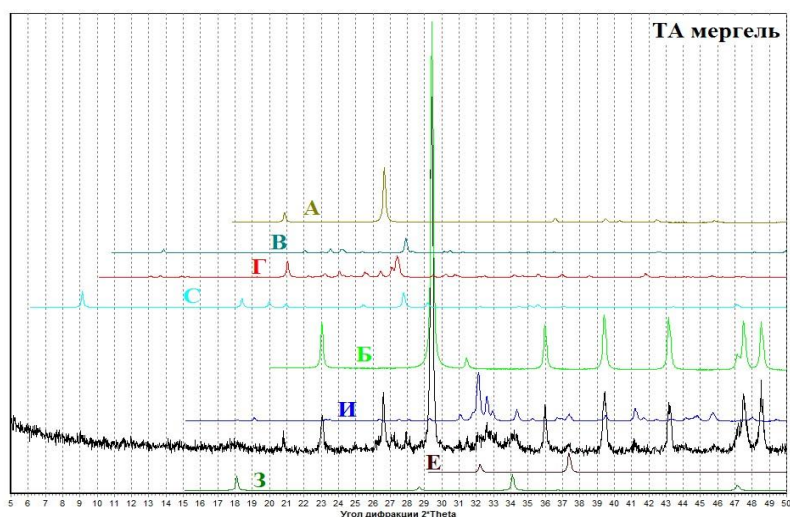


Рисунок 3 – Дифрактограмма образца опоки 700 °С: А – кварц, Б – кальцит, В – альбит, С – парagonит, З – портландит, Е – оксид кальция, И – ларнит, Г – микроклин/ортотлаз

Результаты рентгенофазового качественного анализа свидетельствуют о присутствии в пробе термообработанной опоки фаз кальцита, кварца, плагиоклаза, слюды-гидрослюда. Наблюдается наличие рефлексов силикатов кальция, типа ларнита и портландита (рисунок 3).

После термоактивации опока измельчалась дополнительно в роликовой лабораторной мельнице в течение 10 минут, удельная поверхность определялась на приборе ПСХ-12 и составила $S_{уд} = 526 \text{ м}^2/\text{кг}$.

Вторым ключевым компонентом щелочной вяжущей связки исследовали отходы цементной промышленности в виде аспирационной и клинкерной пыли, которые тоннами образуются после одного цикла обжига клинкера и извлекаются из пылесадительной системы клинкерообжигательной печи. Существенным достоинством пыли является отсутствие необходимости в механоактивации и возможность использования ее в естественном виде. Клинкерная пыль используется повторно в технологическом переделе – помол клинкера, и в исследованиях ее применяли в небольшом количестве (5 %). Аспирационная пыль полностью

выводится из производства и должного применения не нашла, поэтому утилизация этого полноценного для предлагаемых целей техногенного продукта.

Аспирационная пыль имеет следующие показатели: истинная плотность $2,58 \text{ г/см}^3$, насыпная плотность $1,13 \text{ г/см}^3$, удельная поверхность $280 \text{ м}^2/\text{кг}$. Клинкерная пыль характеризуется следующими показателями: истинная плотность $3,12 \text{ г/см}^3$, насыпная плотность $1,24 \text{ г/см}^3$, удельная поверхность $220 \text{ м}^2/\text{кг}$. Энергодисперсионный анализ исследуемых порошков, подтверждает наличие алюмосиликатной фазы и схожесть с заданными характеристиками клинкера (рисунок 4 а, б); микрофотографии сделанные на растровом электронном микроскопе Quanta 3D 200i (рисунок 5 а, б).

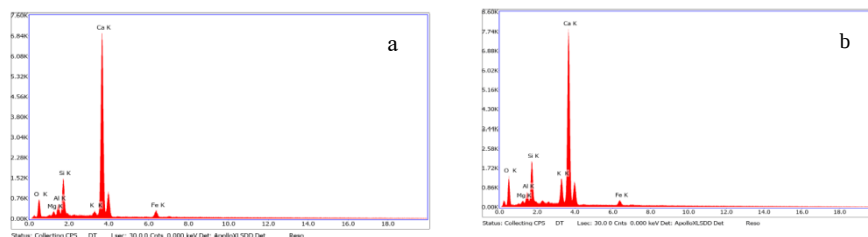


Рисунок 4 – Спектры EDX фаз основной массы клинкерной (а), аспирационной (б) пыли

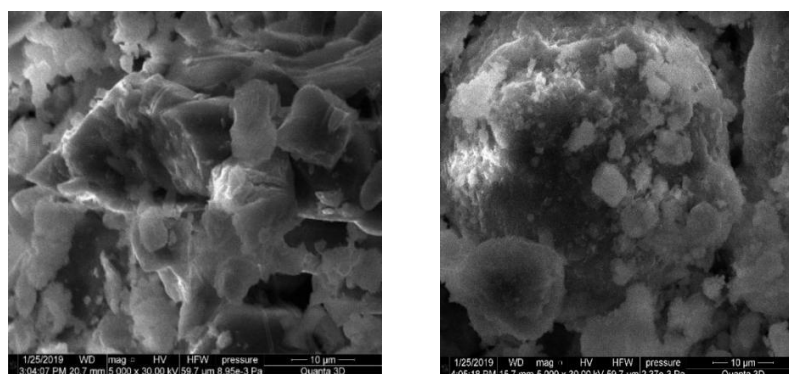


Рисунок 5 – Микрофотографии зерен клинкерной (а) и аспирационной пыли (б), увел. 5000 крат

Изучение микроструктуры частиц цементной пыли показало, что основная масса неоднородных систем пыли состоит из объемных агрегатов и сростков, мелких скоплений на их поверхности с явно выраженной спайностью, особенности микроструктуры, свидетельствуют о процессах минералообразования (рисунок 5).

Механо – и термоактивированная опока, аспирационная и клинкерная пыль при затворении водой проявляют слабую гидравлическую активность. Цветовая гамма исследуемых порошков дает нам поверхностно понять о степени кристалличности материала (рисунок 6). Но реакционная активность резко увеличивается при щелочной активации этих порошков, тем более в присутствии кремнефтористого натрия (6 %) от массы Na_2SiO_3 . В качестве щелочного активатора – затворителя в исследованиях использовался водный раствор метасиликата натрия от российского производителя ООО «Тантал 4» (силикатный модуль 2,8 и плотность 1420 кг/м^3).



*Рисунок 6 – Фотографии
реакционноспособных
минеральных порошков:
а) термоактивированная опока;
б) аспирационная пыль;
в) клинкерная пыль*

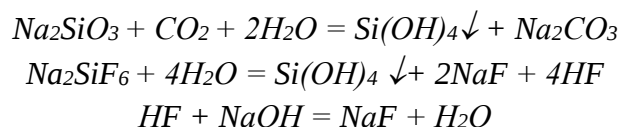
Результаты и обсуждение

Для определения оптимальной рецептуры геополимерного вяжущего на первом этапе исследовались системы «реакционный порошок – затворитель», в таблице 2 приводятся результаты эксперимента.

Таблица 2 – Свойства геополимерных композиций «реакционный порошок – затворитель»

№	Показатели качества	Опока 700 °С		Клинкер. пыль		Аспирац. пыль	
		вид затворителя					
		Na ₂ SiO ₃ + Na ₂ SiF ₆	H ₂ O	Na ₂ SiO ₃ + Na ₂ SiF ₆	H ₂ O	Na ₂ SiO ₃ + Na ₂ SiF ₆	H ₂ O
1	Нормальная густота щелочного цементного теста (НГЦТ), %	56,5	40,0	50,0	30,0	70,0	42,0
2	Сроки схватывания, начало/ конец, час–мин.	<u>00–26</u> 00–32	<u>01–37</u> 06–29	<u>00–40</u> 01–20	<u>00–54</u> 01–56	<u>00–24</u> 00–36	<u>06–08</u> 07–16
3	Активность, 28 сут., МПа	32,1	9,2	24,0	6,3	32,6	5,3

Анализ полученных данных дает возможность судить о поведении щелочных систем в состоянии цементного теста и камня после затвердения. Обязательно следует отметить, образование плотной корочки на поверхности образца в ходе определения нормальной густоты и сроков схватывания цементного теста. Это связано с процессами карбонизации в системе:



Все образцы независимо от типа затворителя отличаются высоким потреблением жидкой фазы, и это можно объяснить высокой адсорбционной способностью термообработанных порошков, ведь они являются продуктами теплового воздействия, и в

частности, аспирационная пыль собирается в зоне подогрева и дегидратации печи при температуре 400–500 °С, что сравнительно меньше чем у клинкерной пыли и опоки 700 °С. Установлено повышение показателя НГЦТ, и короткие сроки схватывания, начало 24 минуты, конец 36 минут. Активность вяжущих связей соответствует марки цемента М300. Для проведения каких-то экстренных ремонтных работ это свойство желательно, но в традиционной технологии бетона необходимо достаточно времени для качественного формирования бетонной и железобетонной продукции.

Поэтому после предварительной оценки качеств щелочных вяжущих связей была поставлена цель улучшить показатели, как щелочного цементного теста, так и камня в целом. Клинкерная пыль, как говорилось ранее, подлежит возврату в технологический цикл и после сбора из пылеосадительной камеры отличается низкой удельной поверхностью 180–210 м²/кг. При проектировании рецептур вяжущего этот материал использовался в качестве добавки-катализатора в количестве 5 %, также во всех составах вводили кремнефтористый натрий Na₂SiF₆, дозировка составила 6 % от массы жидкого стекла и была наиболее выгодной. Для регулирования сроков схватывания, повышения алюмосиликатной составляющей в составе вяжущего и в надежде улучшить свойства цементного теста, использовали вулканический туф и некондиционные тонкие барханные пески. Перед введением в связку, эти горные породы подвергали тонкому измельчению в лабораторной роликовой мельнице в течение 20 минут, для активации поверхности и раскрытия скрытых центров кристаллизации. В ходе экспериментальных исследований была выявлена оптимальная степень наполнения вяжущей связки добавкой, что составило 10 %. Результаты моделирования вяжущих связей «реакционный порошок – минеральный порошок – Na₂SiO₃», удельная поверхность порошков наполнителей, свойства щелочного теста, кинетика набора прочности приводятся в таблице 3. Полученные данные подтверждают положительную концепцию наполнения вяжущей связки более дисперсной добавкой, содержащей алюмосиликатную фазу.

Таблица 3 – Рецептуры и свойства геополимерных вяжущих материалов

№ состава	Минеральный порошок	S _{уд} , м ² /кг	НГЦТ, %	Сроки схватывания, час–мин	Прочность на сжатие, МПа			
					7сут.	28сут.	60 сут.	ТВО+ 27сут
аспирационная (85%) + клинкер. пыль (5%)+ мин. порошок (10%) + Na ₂ SiO ₃								
1	Барханный песок	480	61,2	<u>00–45</u> 01–35	19,8	28,4	28,9	31,5
2	Вулканический туф	476	62,0	<u>00–32</u> 01–21	22,8	32,6	37,8	39,3
опока 700 °С (85%) + клинкер. пыль (5%) + мин. порошок (10%) + Na ₂ SiO ₃								
3	Барханный песок	480	50,1	<u>00–56</u> 01–50	18,6	28,0	30,5	32,1
4	Вулканический туф	476	50,4	<u>00–33</u> 01–35	22,4	32,1	36,2	40,0

Свойства цементного теста улучшились, НГЦТ уменьшилось на 8–10 %, сроки схватывания не значительно, но увеличились на 10–40 минут в зависимости от активной составляющей. Введение порошков в количестве 10 % способствовало созданию более плотной и непроницаемой структуры, водопоглощение по массе уменьшилось на 5 %. Набор прочности образцов исследовался на более длительные сроки, влияние тепловлажностной обработки благоприятно отразилось на свойствах камня, прочность увеличилась на 10–12 %. Следует отметить, что минеральный порошок из вулканической добавки в сравнении с

барханными песками способствовал набору более высокой прочности камня, числовой показатель активности повышался на 10–13 %. Объяснение этому природа вулканических пород (продукт естественной тепловой обработки) и наличие в минеральном составе аморфной субстанции, что доказано ранее проведенными исследованиями [4, 6].

Проблема с ранними сроками схватывания не разрешилась за счет введения в вяжущую композицию добавки – наполнителя в количестве 10 % по массе, поэтому пришлось прибегнуть к способам химической модификации связки. Для проведения сравнительного анализа исследовались разные по составу добавки. Замедлитель схватывания декагидрат тетрабората натрия (бура) $\text{Na}_2\text{B}_4\text{O}_7 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ – слабая соль борной кислоты и сульфаниловая кислота $\text{C}_6\text{H}_7\text{NO}_3\text{S}$ – водонерастворимая внутренняя соль, в которой аминогруппа нейтрализована остатком сульфокислоты. Дозировка модификаторов определялась экспериментальным путем, обе добавки в нужном количестве смешивались с водным раствором метасиликата натрия, результаты испытаний представлены на рисунке 7 а, б. Результаты исследований показали, что сульфаниловая кислота и бура при соответствующих дозировках хорошо справились с поставленной задачей. Но если сопоставить данные можно отметить, что декагидрат тетрабората натрия значительно эффективней сульфаниловой кислоты, даже при меньших дозировках сроки схватывания увеличились на 2–3 часа.

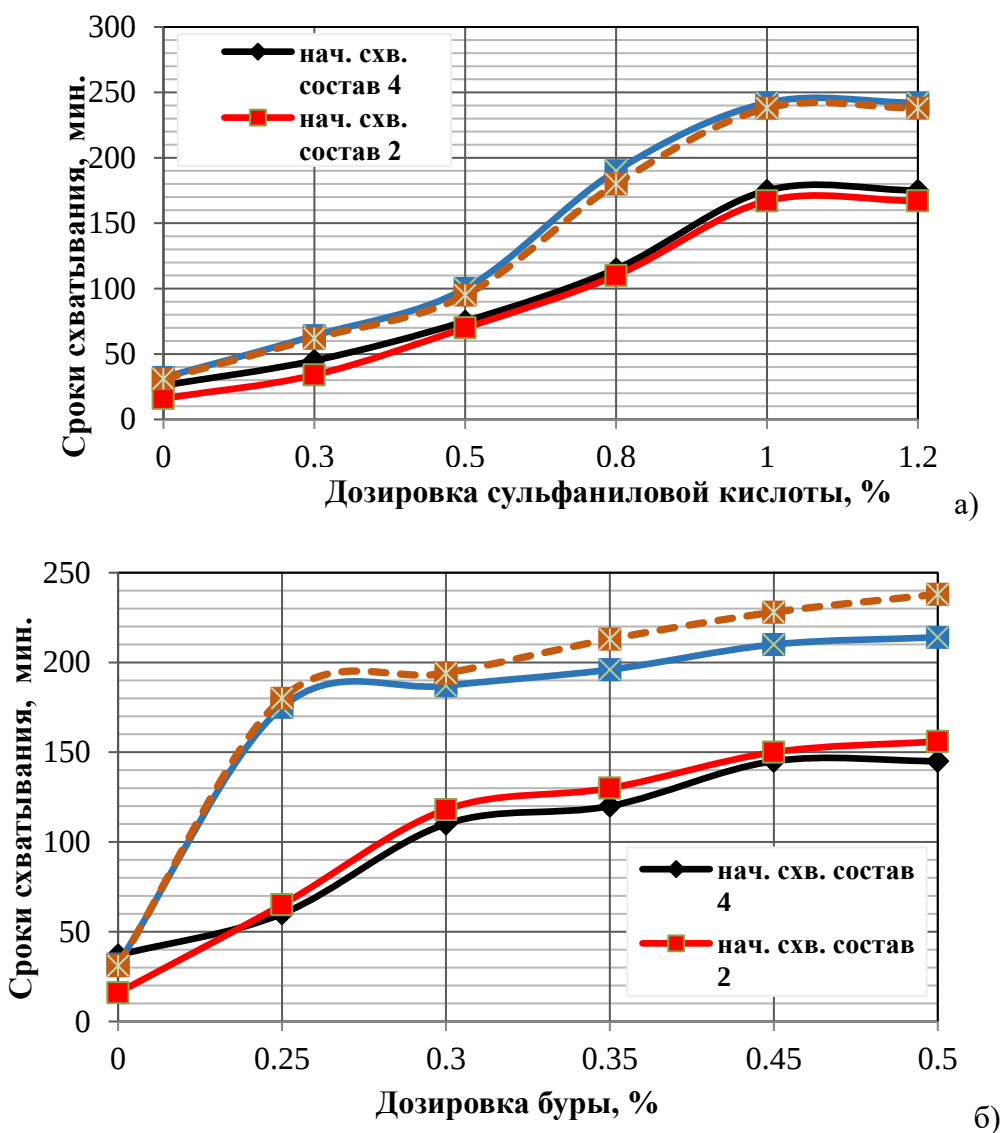


Рисунок 7 – Влияние добавок на сроки схватывания

Оптимальная дозировка сульфаниловой кислоты составила 1 %, декагидрат тетрабората натрия 0,45 % от массы щелочного активатора. При приготовлении партий

щелочного цементного теста было отмечено снижение потребности в щелочном растворе примерно на 35–46 %, отношение щелочной раствор к реакционной составляющей (ЩР/РК) изменялось в зависимости от состава вяжущей связки. В вяжущих композициях «аспирационная пыль (85%) + клинкерная пыль (5%) + вулканический туф 10% + бура» отношение ЩР/РК составило 0,64; «аспирационная пыль (85%) + клинкерная пыль (5%) + вулканический туф 10% + сульфаниловая кислота» – 0,71; «опока 700°C (85%) + клинкер. пыль (5%) + вулканический туф 10% + бура» отношение ЩР/РК составило 0,61; «опока 700°C (85%) + клинкерная пыль (5%) + вулканический туф 10% + сульфаниловая кислота» – 0,67. Образцы после распалубки в течение недели помещались на 3 часа в сушильный шкаф при температуре 65 – 70 °С. В указанные промежутки времени проводились испытания образцов вяжущего материала, в таблице 4 представлены результаты.

Данные исследований выявили зависимости влияния химического модификатора на структуру и свойства цементного камня. Модифицируя систему декагидрат тетраборатом натрия в дозировках 0,35 – 0,45 % от массы щелочного активатора, происходит уплотнение структуры, пористость камня снижается, что положительно отражается на активности вяжущего материала. Активность вяжущего «аспирационная пыль (85%) + клинкерная пыль (5%) + минеральный порошок 10% + Na_2SiO_3 + бура» – 38,9 МПа и соответствует марке цемента М400, с течением времени прочность увеличивается на 14–15 %. Результаты исследований образцов вяжущего «реакционный порошок (85%) + клинкерная пыль (5%) + минеральный порошок 10% + Na_2SiO_3 + сульфаниловая кислота» во всех случаях уступают по прочности примерно на 46–50 % образцам с использованием буры.

Обосновать этот факт можно природой сульфаниловой кислоты, ведь процессы гидратации и геопреобразований протекают только при наличии щелочной среды, а вводя в систему определенное количество сульфокислоты, происходит нейтрализация и снижение pH внутреннего фона. Концентрация дисперсной коллоидной системы уменьшается, что затрудняет диспергацию групп $-\text{Si}-\text{O}-\text{Si}-$ и $\text{Al}-\text{O}-\text{Si}-$ и процесс образования трехмерных алюмосиликатных структур $\text{M} \cdot [-(\text{Si}-\text{O})_z-\text{Al}-\text{O}-]_n \cdot w\text{H}_2\text{O}$ замедляется и вовсе не будет происходить. Следует отметить, что полученные зависимости и результаты не противоречат известным литературным источникам [3, 7–11].

Таблица 4 – Свойства модифицированных геополимерных вяжущих материалов

№ состава	Минеральный порошок	Na ₂ B ₄ O ₇ ·10H ₂ O, %	C ₆ H ₇ NO ₃ S, %	Плотность, кг/м ³	Водопоглощение, %	Прочность на сжатие, МПа		
						7сут.	28сут.	60 сут.
аспирац. пыль (85%) + клинкер. пыль (5%) + мин. порошок 10% + Na ₂ SiO ₃ + добавка								
1	Вулканический туф S _{уд} =476 м ² /кг	0,45	–	2162	4,1	27,3	38,9	45,0
2		0,35	–	2151	4,3	25,4	36,5	43,8
3		–	0,8	2130	4,9	15,8	20,7	21,4
4		–	1	2119	4,8	14,6	18,9	20,1
опока 700 °С (85%) + клинкер. пыль (5%) + мин. порошок 10% + Na ₂ SiO ₃ + добавка								
5	Вулканический туф S _{уд} =476 м ² /кг	0,45	–	2135	4,4	24,9	36,1	42,1
6		0,35	–	2140	4,6	22,7	33,5	41,9
7		–	0,8	2120	5,1	11,6	17,0	18,3
8		–	1	2114	5,0	10,8	15,3	16,1

Заключение

1. Щелочное затворение минеральных порошков алюмосиликатной природы схожи по механизму протекания реакций взаимодействия и твердения с природоподобным минералообразованием. Развитие предлагаемой модели геополимерного вяжущего позволит начать переход к новым экологически безопасным технологиям.

2. Исследование микроструктуры образцов показало, что основная масса гетерогенных систем состоит из объемных агрегатов и сростков, небольших скоплений на их поверхности с выраженной спайностью; особенности микроструктуры указывают на процессы минералообразования.

3. Данные исследований выявили зависимость влияния химического модификатора на структуру и свойства цементного камня. Модифицируя декагидратную систему тетраборатом натрия в дозировках 0,35 - 0,45 % от массы щелочного активатора, происходит уплотнение структуры, уменьшение пористости камня, что положительно влияет на активность вяжущего материала.

4. Установлена положительная концепция наполнения вяжущего более дисперсной вулканической добавкой в количестве 10%, содержащей алюмосиликатную фазу. Улучшились свойства цементного теста, потребность в щелочном растворе снизилась на 8–10 %, время схватывания было незначительным, но увеличилось на 10–40 минут в зависимости от активного компонента, водопоглощение по массе снизилось на 5 %, а прочность увеличилась на 10–12 %.

Таким образом, приведенные в работе результаты исследований позволяют оценить эффективность геополимерного направления, особо ценно, то что предлагаются возможные пути утилизации отходов цементного производства, ведь тонкодисперсная аспирационная пыль вывозится на близлежащие сельскохозяйственные угодья, засоряет природу, водоемы и все живое. Переход к геополимерам на основе алюмосиликатного щелочеактивированного сырья позволит отказаться от высокотемпературного обжига портландцементного клинкера, приведет к экономии дорогого энергоресурса и природного потенциала, к тому же известен факт негативного влияния карбонатной технологии на окружающую атмосферу и изменение климата на планете.

Благодарности: Исследование выполнено за счет гранта Российского научного фонда № 24-69-00043, <https://rscf.ru/project/24-69-00043/>

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Муртазаев С-А.Ю., Саламанова М.Ш. Перспективы использования термоактивированного сырья алюмосиликатной природы // Приволжский научный журнал. 2018. №2 (Т.46). С. 65 –70.
2. Murtazayev S- A. Yu., Salamanova M.Sh., Mintsayev M.Sh., Bisultanov R.G Fine-Grained Concretes with Clinker-Free Binders on an Alkali Gauging (Мелкозернистые бетоны на основе вяжущих щелочной активации) Proceedings of the International Symposium "Engineering and Earth Sciences: Applied and Fundamental Research" dedicated to the 85th anniversary of H.I. Ibragimov (ISEES 2019). Atlantis Highlights in Material Sciences and Technology (AHMST). April 2019. Vol.1. P.500-503.
3. Bataev D.K-S., S- A. Yu. Murtazayev, Salamanova M.Sh., Viskhanov S.S. Utilization of Cement Kiln Dust in Production of Alkali-Activated Clinker-Free Binders (Использование цементной пыли в производстве бесклинкерных вяжущих щелочной активации) / Proceedings of the International Symposium "Engineering and Earth Sciences: Applied and Fundamental Research" dedicated to the 85th anniversary of H.I. Ibragimov (ISEES 2019). Atlantis Highlights in Material Sciences and Technology (AHMST). April 2019. Vol.1. P.457-460.
4. Nematollahi B., Sanjayan J. Efficacy of Available Superplasticizers on Geopolymers [Elec-tronic resource] // Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology. 2014. Vol. 7. №7. Pp.1278-1282. <http://www.maxwellsci.com/print/rjaset/v7-1278-1282.pdf>.
5. Hardjito D., Wallah S.E, Sumajouw D.M.J, Rangan B.V. Properties of geopolymer concrete with fly ash source material: effect of mixture composition / In: Seventh CANMET/ACI international conference on recent advances in concrete technology, Las Vegas, USA; 2002.
6. Alonso S., Palomo A. Alkaline activation of metakaolin and calcium hydroxide mixtures: influence of temperature, activator concentration and solids ratio // Materials Letters. 2001. №47(1-2). Pp.55-62.
7. Солдатов А.А., Сариев И.В., Жаров М.А., Абдураимова М.А. Строительные материалы на основе жидкого стекла // В сборнике: Актуальные проблемы строительства, транспорта, машиностроения и

техносферной безопасности Материалы IV-й ежегодной научно-практической конференции Северо-Кавказского федерального университета. Н.И. Стоянов (ответственный редактор). 2016. С. 192-195.

8. Kozhukhova N.I., Chizhov R.V., Zhernovsky I.V., Strokov V.V. Structure formation of geopolymer perlite binder vs. Type of alkali activating agent // *International Journal of Pharmacy and Technology*. 2016. Vol. 8(3). Pp. 15338–15348.

9. Саламанова М.Ш., Муртазаев С.-А.Ю. Цементы щелочной активации: возможность снижения энергоемкости получения строительных композитов // *Строительные материалы*. 2019. № 7. С.32-41.

10. Obata A., Kasuga T., Jones J.R. Hydroxyapatite Coatings Incorporating Silicon Ion Releasing System on Titanium Prepared Using Water Glass and Vaterite // *Journal of the American Ceramic Society*. 2011. Vol. 94. Iss.7. P. 2074-2079.

11. Reinik J., Heinmaa I., Mikkola J.P., Kirso U. Hydrothermal alkaline treatment of oil shale ash for synthesis of tobermorites // *Fuel*. 2007. Vol. 86. P. 669-676.

12. Кривенко П.В., Скурчинская Ж.В., Сидоренко Ю.А. Шлакощелочные вяжущие нового поколения // *Цемент*. 1991. №11-12. С. 4-8.

13. Kmita A., Huter B. The influence of physical and chemical parameters of modified water glass on the strength of loose self-setting sands with water-glass // *Metallurgy and foundry engineering*. 2012. Vol. 38. No.1. P. 67-71.

14. Рахимова Н.Р., Рахимов Р.З. Влияние дисперсности и гранулометрического состава молотых шлаков на свойства шлакощелочных вяжущих // *Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века*. 2008. Вып. 11. С. 16-18.

15. Удодов С.А., Черных В.Ф., Черный Д.В. Применение пористого заполнителя в отделочных составах для ячеистого бетона // *Сухие строительные смеси*. 2008. № 3. С. 70.

16. Murtazayev S.-A. Yu., Salamanova M.Sh., Mintsaeve M.Sh., Bisultanov R.G. Fine-Grained Concretes with Clinker-Free Binders on an Alkali Gauging (Мелкозернистые бетоны на основе вяжущих щелочной активации) Proceedings of the International Symposium "Engineering and Earth Sciences: Applied and Fundamental Research" dedicated to the 85th anniversary of H.I. Ibragimov (ISEES 2019). Atlantis Highlights in Material Sciences and Technology (AHMST). April 2019. Vol.1. P.500-503.

17. Nesvetaev G., Koryanova Y., Zhilnikova T. On effect of superplasticizers and mineral additives on shrinkage of hardened cement paste and concrete // В сборнике: MATEC Web of Conferences 27. Сер. "27th R-S-P Seminar, Theoretical Foundation of Civil Engineering (27RSP), TFoCE 2018" 2018. С. 04018.

18. Stelmakh S.A., Nazhnev M.P., Shcherban E.M., Yanovskaya A.V., Cherpakov A.V. Selection of the composition for centrifuged concrete, types of centrifuges and compaction modes of concrete mixtures // *Physics and Mechanics of New Materials and Their Applications (PHENMA 2018) Abstracts & Schedule*. Edited by Yun-Hae Kim, I.A. Parinov, S.-H. Chang. 2018. С. 337.

19. Shuisky A., Stelmakh S., Shcherban E., Torlina E. Recipe-technological aspects of improving the properties of non-autoclaved aerated concrete // MATEC Web of Conferences Сер. "International Conference on Modern Trends in Manufacturing Technologies and Equipment, ICMTE 2017" 2017. С. 05011.

20. Солдатов А.А., Сариев И.В., Жаров М.А., Абдураимов М.А. Строительные материалы на основе жидкого стекла // В сборнике: Актуальные проблемы строительства, транспорта, машиностроения и техносферной безопасности Материалы IV-й ежегодной научно-практической конференции Северо-Кавказского федерального университета. Н.И. Стоянов (ответственный редактор). 2016. С. 192-195.

21. Афонина М.И., Иванов С.В. Опыт и перспективы использования покрытий-заменителей снега в зимних рекреационных и спортивных комплексах // *Экономика строительства и природопользования*. 2016. № 1. С. 66-72.

REFERENCES

1. Murtazayev S.-A.Yu., Salamanova M.Sh. Perspektivy ispolzovaniya termoaktivirovannogo syrya alyumosilikatnoy prirody [Prospects for the Use of Thermally Activated Aluminosilicate Raw Materials]. *Privolzhskiy Nauchny Zhurnal* [Volga Scientific Journal]. 2018. Vol. 46. No. 2. Pp. 65–70. (rus).

2. Murtazayev S.-A.Yu., Salamanova M.Sh., Mintsaeve M.Sh., Bisultanov R.G. Fine-Grained Concretes with Clinker-Free Binders on an Alkali Gauging [Melkozernistye betony na osnove vyazhushchikh shchelochnoy aktivatsii]. Proceedings of the International Symposium "Engineering and Earth Sciences: Applied and Fundamental Research" dedicated to the 85th anniversary of H.I. Ibragimov (ISEES 2019). Atlantis Highlights in Material Sciences and Technology (AHMST). 2019. Vol. 1. Pp. 500–503.

3. Bataev D.K.-S., Murtazayev S.-A.Yu., Salamanova M.Sh., Viskhanov S.S. Utilization of Cement Kiln Dust in Production of Alkali-Activated Clinker-Free Binders [Ispolzovaniye tsementnoy pyli v proizvodstve besklinternykh vyazhushchikh shchelochnoy aktivatsii]. Proceedings of the International Symposium "Engineering and Earth Sciences: Applied and Fundamental Research" dedicated to the 85th anniversary of H.I. Ibragimov (ISEES 2019). Atlantis Highlights in Material Sciences and Technology (AHMST). 2019. Vol. 1. Pp. 457–460.

4. Nematollahi B., Sanjayan J. Efficacy of Available Superplasticizers on Geopolymers. *Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology*. 2014. Vol. 7. No. 7. Pp. 1278–1282. URL: <http://www.maxwellsci.com/print/rjaset/v7-1278-1282.pdf>.
5. Hardjito D., Wallah S.E., Sumajouw D.M.J., Rangan B.V. Properties of Geopolymer Concrete with Fly Ash Source Material: Effect of Mixture Composition. *Proceedings of the Seventh CANMET/ACI International Conference on Recent Advances in Concrete Technology*. Las Vegas, USA, 2002.
6. Alonso S., Palomo A. Alkaline Activation of Metakaolin and Calcium Hydroxide Mixtures: Influence of Temperature, Activator Concentration and Solids Ratio. *Materials Letters*. 2001. Vol. 47. No. 1–2. Pp. 55–62.
7. Soldatov A.A., Sariev I.V., Zharov M.A., Abduraimova M.A. Stroitelnyye materialy na osnove zhidkogo stekla [Building Materials Based on Liquid Glass]. *Aktualnyye problemy stroitelstva, transporta, mashinostroyeniya i tekhnosfernoy bezopasnosti* [Actual Problems of Construction, Transport, Engineering and Technosphere Safety]. 2016. Pp. 192–195. (rus).
8. Kozhukhova N.I., Chizhov R.V., Zhernovsky I.V., Strokova V.V. Structure Formation of Geopolymer Perlite Binder vs. Type of Alkali Activating Agent. *International Journal of Pharmacy and Technology*. 2016. Vol. 8. No. 3. Pp. 15338–15348.
9. Salamanova M.Sh., Murtazaev S.-A.Yu. Tsementy shchelochnoy aktivatsii: vozmozhnost snizheniya energoemkosti polucheniya stroitelnykh kompozitov [Cements of Alkaline Activation: Possibility of Reducing the Energy Intensity of Obtaining Building Composites]. *Stroitelnyye Materialy* [Building Materials]. 2019. No. 7. Pp. 32–41. (rus).
10. Obata A., Kasuga T., Jones J.R. Hydroxyapatite Coatings Incorporating Silicon Ion Releasing System on Titanium Prepared Using Water Glass and Vaterite. *Journal of the American Ceramic Society*. 2011. Vol. 94. No. 7. Pp. 2074–2079.
11. Reinik J., Heinmaa I., Mikkola J.P., Kirso U. Hydrothermal Alkaline Treatment of Oil Shale Ash for Synthesis of Tobermorites. *Fuel*. 2007. Vol. 86. Pp. 669–676.
12. Krivenko P.V., Skurchinskaya Zh.V., Sidorenko Yu.A. Shlakoshchelochnyye vyazhushchiye novogo pokoleniya [Slag-Alkaline Binders of a New Generation]. *Tsement* [Cement]. 1991. No. 11–12. Pp. 4–8. (rus).
13. Kmita A., Hutera B. The Influence of Physical and Chemical Parameters of Modified Water Glass on the Strength of Loose Self-Setting Sands with Water-Glass. *Metallurgy and Foundry Engineering*. 2012. Vol. 38. No. 1. Pp. 67–71.
14. Rakhimova N.R., Rakhimov R.Z. Vliyaniye dispersnosti i granulometricheskogo sostava molotnykh shlakov na svoystva shlakoshchelochnykh vyazhushchikh [Effect of Dispersion and Particle Size Distribution of Ground Slags on the Properties of Slag-Alkaline Binders]. *Stroitelnyye Materialy, Oborudovaniye, Tekhnologii XXI Veka* [Building Materials, Equipment, Technologies of the XXI Century]. 2008. No. 11. Pp. 16–18. (rus).
15. Udodov S.A., Chernykh V.F., Chernyy D.V. Primeneniye poristogo zapolnitelya v otdelochnykh sostavakh dlya yacheistogo betona [Use of Porous Aggregate in Finishing Compositions for Aerated Concrete]. *Sukhiye Stroitelnyye Smesi* [Dry Building Mixtures]. 2008. No. 3. Pp. 70. (rus).
16. Murtazayev S.-A.Yu., Salamanova M.Sh., Mintsayev M.Sh., Bisultanov R.G. Fine-Grained Concretes with Clinker-Free Binders on an Alkali Gauging [Melkozernistye betony na osnove vyazhushchikh shchelochnoy aktivatsii]. *Proceedings of the International Symposium "Engineering and Earth Sciences: Applied and Fundamental Research" dedicated to the 85th anniversary of H.I. Ibragimov (ISEES 2019)*. Atlantis Highlights in Material Sciences and Technology (AHMST). 2019. Vol. 1. Pp. 500–503.
17. Nesvetaev G., Koryanova Y., Zhilnikova T. On Effect of Superplasticizers and Mineral Additives on Shrinkage of Hardened Cement Paste and Concrete. *MATEC Web of Conferences*. 2018. Vol. 27. Art. 04018. DOI: [10.1051/mateconf/201827004018].
18. Stelmakh S.A., Nazhnev M.P., Shcherban E.M., Yanovskaya A.V., Cherpakov A.V. Selection of the Composition for Centrifuged Concrete, Types of Centrifuges and Compaction Modes of Concrete Mixtures. *Physics and Mechanics of New Materials and Their Applications (PHENMA 2018)*. 2018. Pp. 337.
19. Shuisky A., Stelmakh S., Shcherban E., Torlina E. Recipe-Technological Aspects of Improving the Properties of Non-Autoclaved Aerated Concrete. *MATEC Web of Conferences*. 2017. Art. 05011. DOI: [10.1051/mateconf/201712905011].
20. Soldatov A.A., Sariev I.V., Zharov M.A., Abduraimova M.A. Stroitelnyye materialy na osnove zhidkogo stekla [Building Materials Based on Liquid Glass]. *Aktualnyye problemy stroitelstva, transporta, mashinostroyeniya i tekhnosfernoy bezopasnosti* [Actual Problems of Construction, Transport, Engineering and Technosphere Safety]. 2016. Pp. 192–195. (rus).
21. Afonina M.I., Ivanov S.V. Opyt i perspektiva ispolzovaniya pokrytiy-zameniteley snega v zimnikh rekreatsionnykh i sportivnykh kompleksakh [Experience and Prospects of Using Snow Substitute Coatings in Winter Recreational and Sports Complexes]. *Ekonomika Stroitelstva i Prirodopolzovaniya* [Economics of Construction and Environmental Management]. 2016. No. 1. Pp. 66–72. (rus).

Информация об авторах:

Муртазаев Сайд-Альви Юсупович

ФГБОУ ВО «Грозненский государственный нефтяной технический университет имени акад. М.Д. Миллионщикова», г. Грозный, Россия,
Комплексный научно-исследовательский институт имени Х.И. Ибрагимова Российской академии наук, г. Грозный, Россия,
доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой технологии строительного производства.
E-mail: s.murtazaev@mail.ru

Саламанова Мадина Шахидовна

ФГБОУ ВО «Грозненский государственный нефтяной технический университет имени акад. М.Д. Миллионщикова», г. Грозный, Россия,
Комплексный научно-исследовательский институт имени Х.И. Ибрагимова Российской академии наук, г. Грозный, Россия,
доктор технических наук, доцент, профессор кафедры технологии строительного производства.
E-mail: madina_salamanova@mail.ru

Муртазаев Имран Сайд-Альвинович

ФГБОУ ВО «Грозненский государственный нефтяной технический университет имени акад. М.Д. Миллионщикова», г. Грозный, Россия,
Старший преподаватель кафедры технологии строительного производства.
E-mail: pirlo.21.milan@mail.ru

Information about authors:

Murtazaev S-A. Yu.

Grozny State Oil Technical University named after acad. M.D. Millionshchikov, Grozny, Russia,
Kh. Ibragimov Complex Institute of the Russian Academy of Sciences, Grozny, Russia,
doctor of technical sciences, professor, Head of the Department of Technology of Construction Production.
E-mail: s.murtazaev@mail.ru

Salamanova M. Sh.

Grozny State Oil Technical University named after acad. M.D. Millionshchikov, Grozny, Russia,
Kh. Ibragimov Complex Institute of the Russian Academy of Sciences, Grozny, Russia,
doctor of technical sciences, associate professor, professor of the department of technology of building production.
E-mail: madina_salamanova@mail.ru

Murtazaev I. S-A.

Grozny State Oil Technical University named after acad. M.D. Millionshchikov, Grozny, Russia,
Senior lecturer of the department of construction production technology.
E-mail: pirlo.21.milan@mail.ru

Уважаемые авторы!
Просим Вас ознакомиться с основными требованиями
к оформлению научных статей

- Представляемый материал должен быть **оригинальным, не опубликованным ранее** в других печатных изданиях.
- Объем материала, предлагаемого к публикации, измеряется числом знаков с учетом пробелов. Рекомендуемый объем статей: **от 15000 до 45000 знаков с пробелами**.
- Статья должна быть набрана на листах формата А4 шрифтом Times New Roman, размер 12 pt с одинарным интервалом, текст выравнивается по ширине; абзацный отступ – 1,25 см, правое поле – 2 см, левое поле – 2 см, поля внизу и сверху – 2 см; все страницы рукописи должны иметь сплошную нумерацию.
- Статья предоставляется в электронном виде по электронной почте или через систему электронной редакции.
- В одном сборнике может быть опубликована только **одна статья одного автора**, включая соавторство.
- Если статья возвращается автору на доработку, исправленный вариант следует прислать в редакцию повторно, приложив письмо с ответами на замечания рецензента. Доработанный вариант статьи рецензируется и рассматривается редакционной коллегией вновь. Датой представления материала считается дата поступления в редакцию окончательного варианта исправленной статьи.
- Аннотации всех публикуемых материалов, ключевые слова, информация об авторах, списки литературы будут находиться в свободном доступе на сайте соответствующего журнала и на сайте Российской научной электронной библиотеки – РУНЭБ (Российский индекс научного цитирования).

В тексте статьи не рекомендуется применять:

- обороты разговорной речи, техницизмы, профессионализмы;
- для одного и того же понятия различные научные термины, близкие по смыслу (синонимы), а также иностранные слова и термины при наличии равнозначных слов и терминов в русском языке;
- произвольные словообразования;
- сокращения слов, кроме установленных правилами русской орфографии, соответствующими стандартами.
- Сокращения и аббревиатуры должны расшифровываться по месту первого упоминания (вхождения) в тексте статьи.

Обязательные элементы:

- **заглавие (на русском и английском языке)** публикуемого материала должно быть точным и емким, слова, входящие в заглавие, должны быть ясными сами по себе, а не только в контексте; следует избегать сложных синтаксических конструкций, новых словообразований и терминов, а также слов узкопрофессионального и местного значения;
- **аннотация (на русском и английском языке)** кратко описывает объект исследования, мотивацию к проведению исследования, результаты исследования (рекомендуется указывать конкретные результаты и зависимости, полученные в исследовании), выводы (кратко); рекомендуемый объем – от 200 до 250 слов;
- **ключевые слова (на русском и английском языке)** – это текстовые метки, по которым можно найти статью при поиске и определить предметную область текста; обычно их выбирают из текста публикуемого материала, достаточно 5-10 ключевых слов.
- **список литературы**, на которую автор ссылается в тексте статьи; рекомендуемый объем списка литературы – не менее 20 источников.

В информации об авторах рекомендуется указывать ORCID, Scopus ID и SPIN-код, присвоенный в РИНЦ.

Редакция не взимает плату с авторов за подготовку, рецензирование и размещение в открытом доступе статей.

Право использования произведений предоставлено авторами на основании п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации.

С полной версией требований к оформлению научных статей
Вы можете ознакомиться на сайте <https://construction.elpub.ru/jour/index>

Адрес издателя:

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
302026, Орловская область, г. Орёл, ул. Комсомольская д. 95
+7 (4862) 75-13-18

www.oreluniver.ru
E-mail: info@oreluniver.ru

Адрес редакции

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
302030, Орловская область, г. Орёл, ул. Московская, 77.
+79065704999
<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Право использования произведений предоставлено авторами на основании
п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации

Технический редактор М.А. Амелина
Компьютерная верстка М.А. Амелина

Подписано в печать 21.04.2025 г.
Дата выхода в свет 28.04.2025 г.
Формат 70×108/16. Печ. л. 14,6
Цена свободная. Тираж 500 экз.
Заказ № 105

Отпечатано с готового оригинал-макета
на полиграфической базе ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева»
302026, г. Орёл, ул. Комсомольская, 95.