

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ЖУРНАЛ

ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

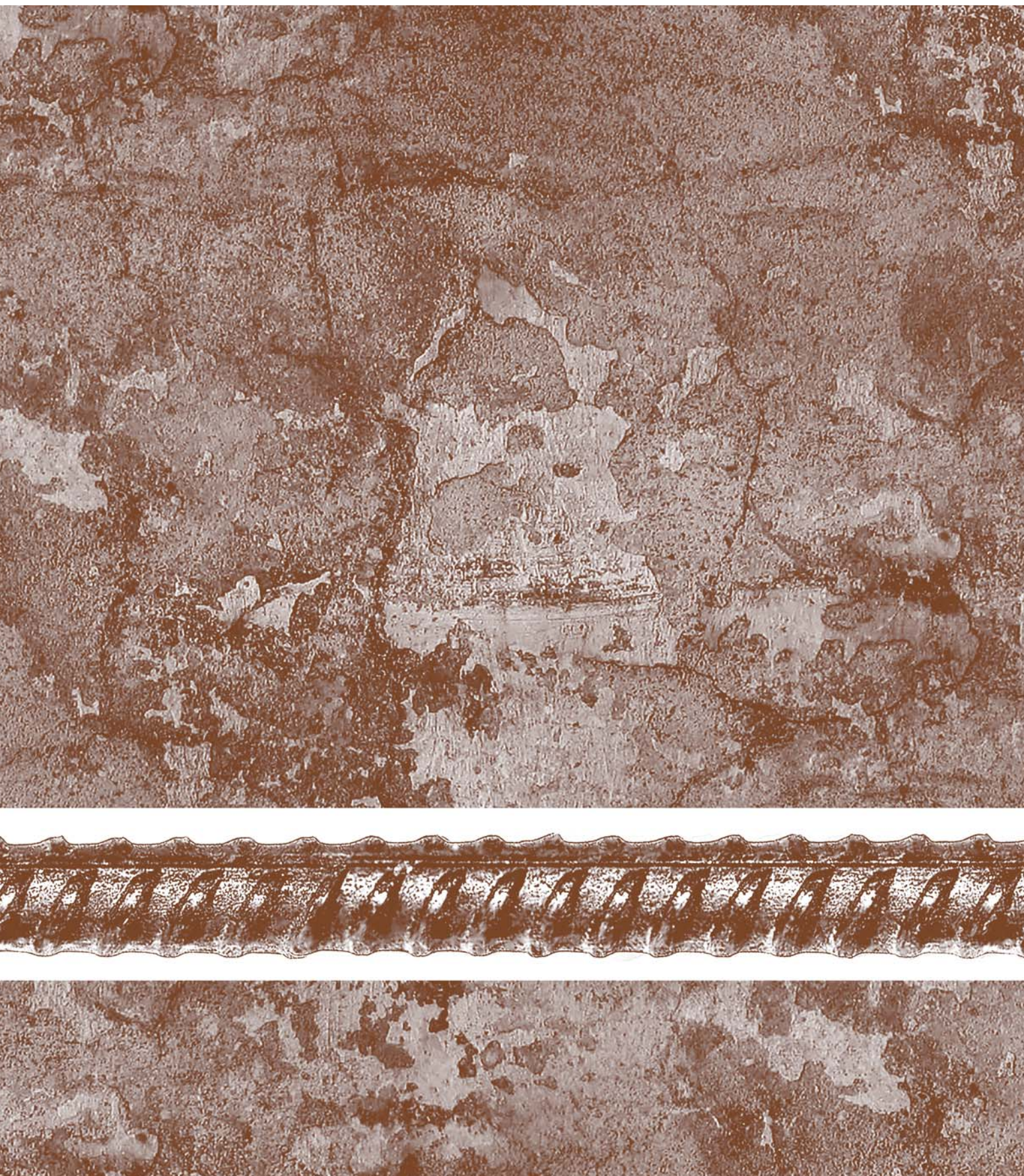
1

603

2021

WWW.RIFSM.RU

ИЗДАЕТСЯ С 1955 ГОДА

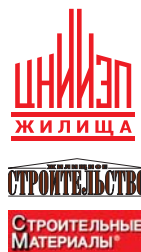




Комитет Торгово-промышленной палаты РФ
по предпринимательству в сфере строительства

АО «ЦНИИЭП жилища – институт комплексного проектирования
жилых и общественных зданий» (АО «ЦНИИЭП жилища»)

Объединенная редакция научно-технических журналов
«Жилищное строительство» и «Строительные материалы»®



XI Международная научно-практическая конференция «InterConPan-2021: промышленное домостроение для комплексного развития территорий»

InterConPan-2021

International Conference of Large-panel Construction

28–30 Июня 2021 г. / June 28–30, 2021

Москва / Moscow



ТЕМАТИКА:

- Оборудование и технологии для модернизации предприятий промышленного домостроения
- Инновационные строительные системы
- BIM технологии в сборном домостроении
- Современные бетоны, добавки и пигменты
- Архитектурно-планировочные решения
- Решения фасадов и внутренней отделки
- Качественное и энергоэффективное промышленное строительство
- Комплексное развитие территорий застройки
- Малоэтажное промышленное строительство

ПРОГРАММА:

- 1-й день** Пленарное заседание
Секции: «Архитектура крупнопанельных зданий»;
«Инновационная технология предприятий
промышленного домостроения»;
«Комплексное развитие территорий»
- 2-й день** Выездная сессия на предприятия промышленного
домостроения Москвы и Московской области
- 3-й день** Выездная сессия на объекты строительства Москвы
и Московской области

Постоянный спонсор

PROGRESS GROUP

Постоянный партнер

ALLBAU
software

К проведению конференции готовятся тематические номера журналов
«Жилищное строительство» № 5-2021 г. и «Строительные материалы» № 5-2021 г.,

в которых будут опубликованы основные пленарные и секционные доклады. Представление докладов в виде статей до 20.04.2021 г.

www.interconpan.ru

Организационный комитет:

Телефон: +7 (499) 976-20-36, 976-22-08

kpd-conf@mail.ru;

mail@rifsm.ru

www.rifsm.ru

Адрес для корреспонденции: 127434, Москва, Дмитровское ш., д. 9, стр. 3, оф. 408, редакция журнала «Жилищное строительство»

Учредитель: Ассоциация «Железобетон»
Адрес: 109428, г. Москва, Рязанский просп., д. 22, корп. 2
Издатель: ООО РИФ «СТРОЙМАТЕРИАЛЫ»
Адрес: 125319, г. Москва, ул. Черняховского, д. 9, корп. 1, кв. 1
 Зарегистрирован в Министерстве печати и информации РФ
 Рег. ПИ № ФС 77-76959 от 09.10.2019
 ISSN 0005-9889 (Print)

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

Издается с 1955 г.

1 (603)
Январь–февраль 2021

Б.С. СОКОЛОВ

Проектирование армоцементных конструкций в Пособии к СП 96.13330.2016. 3

В.Р. ФАЛИКМАН, В.Ф. СТЕПАНОВА, Г.В. ЧЕХНИЙ

О нормировании морозостойкости бетона в зарубежной и отечественной практике. 8

А.В. УШЕРОВ-МАРШАК

930 страниц науки о бетоне (Рецензия) 16

С.А. ЗЕНИН, С.Б. КРЫЛОВ, Р.Ш. ШАРИПОВ, О.В. КУДИНОВ

К актуализации методики расчета железобетонных конструкций по выносливости. 17

В.В. ДЬЯЧКОВ

Методика расчета параметров резьбы и геометрических размеров соединительных муфт механических соединений арматуры 24

Е.М. ЧЕРНЫШОВ, Д.Н. КОРОТКИХ

Опыт системной экспериментальной оценки современных высокотехнологичных бетонов по комплексу критериев сопротивления разрушению 30

В.Г. НАЗАРЕНКО, А.И. ЗВЕЗДОВ, Е.А. ЛАРИОНОВ, А.А. КВАСНИКОВ

Некоторые аспекты теории ползучести бетона 40

С.А. ЗЕНИН, Р.Ш. ШАРИПОВ, О.В. КУДИНОВ

Влияние сжимающих напряжений на прочность наклонных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов 44

Редакционная коллегия

ЗВЕЗДОВ А.И., главный редактор, д-р техн. наук, заместитель генерального директора по научной работе, АО НИЦ «Строительство» (Москва)

АРХИПКИН А.А., зам. главного редактора, Ассоциация «Железобетон» (Москва)

ГРАНЕВ В.В., д-р техн. наук, заместитель генерального директора – научный руководитель, АО «ЦНИИПромзданий» (Москва)

ГУСЕВ Б.В., д-р техн. наук, заведующий кафедрой «Строительные материалы и технологии», РУТ/МИИТ (Москва)

ЙЕНСЕН О.М., д-р техн. наук, профессор Датского технического университета (Дания)

КУЗЕВАНОВ Д.В., канд. техн. наук, директор НИИЖБ им. А.А. Гвоздева (Москва)

МАИЛЯН Д.Р., д-р техн. наук, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций, Донской государственный технический университет (Ростов-на-Дону)

МОРОЗОВ В.И., д-р техн. наук, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций, Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет (Санкт-Петербург)

МЮЛЛЕР Х.С., д-р техн. наук, профессор Университета Карлсруэ, Институт технологии – KIT (Германия)

НЕСВЕТАЕВ Г.В., д-р техн. наук, заведующий кафедрой технологии строительного производства, Донской государственный технический университет (Ростов-на-Дону)

РАХМАНОВ В.А., канд. техн. наук, Российский Союз строителей (Москва)

СТЕПАНОВА В.Ф., д-р техн. наук, заведующая лабораторией коррозии и долговечности бетонных и железобетонных конструкций, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева (Москва)

ТАМРАЗЯН А.Г., д-р техн. наук, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, советник РААСН (Москва)

ТРАВУШ В.И., д-р техн. наук, главный конструктор, заместитель генерального директора по научной работе ЗАО «ГОРПРОЕКТ», вице-президент РААСН (Москва)

УШЕРОВ-МАРШАК А.В., д-р техн. наук, профессор Харьковского государственного технического университета строительства и архитектуры (Украина)

ФАЛИКМАН В.Р., канд. хим. наук, д-р материаловедения, руководитель Центра научно-технического сопровождения сложных объектов строительства, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева (Москва)

ХОЗИН В.Г., д-р техн. наук, заведующий кафедрой технологии строительных материалов, изделий и конструкций, Казанский государственный архитектурно-строительный университет (Казань)

Авторы

опубликованных материалов несут ответственность за достоверность приведенных сведений, точность данных по цитируемой литературе и за использование в статьях данных, не подлежащих открытой публикации.

Редакция

может опубликовать статьи в порядке обсуждения, не разделяя точку зрения автора.

Перепечатка

и воспроизведение статей, рекламных и иллюстративных материалов возможны лишь с письменного разрешения главного редактора.

Редакция не несет ответственности за содержание рекламы и объявлений.

Адрес редакции: Россия, 127434, Москва, Дмитровское ш., д. 9, стр. 3
Тел.: (499) 976-22-08, (499) 976-20-36
E-mail: mail@rifsm.ru
http://azhb.ru/ **http://www.rifsm.ru**

Founder of the journal:

«Reinforced concrete» Association

Address: 22, building 2, Ryazansky prospect,
Moscow, 109428, Russian Federation**Publisher:** «STROYMATERIALY»

Advertising-Publishing Firm, OOO

Address: 1, 9 Bldg. 1, Chernyakhovskogo Street,
Moscow, 125319, Russian FederationThe journal is registered by the RF
Ministry of Press, Broadcasting and Mass
Communications PJ № FS 77-76959
dated 09.10.2019 (Russia)
ISSN 0005-9889 (Print)

BETON I ZHELEZOBETON

Published since 1955

**1 (603)
January–February'2021**

B.S. SOKOLOV

Armocement Structures Designing in the Manual to the SP 96.13330.2016. 3

V.R. FALIKMAN, V.F. STEPANOVA, G.V. CHEKHNIY

On Codification of Concrete Frost Resistance in Foreign and Domestic Practice. 8

A.V. USHEROV-MARSHAK

930 pages of concrete science (Review) 16

S.A. ZENIN, S.B. KRYLOV, R.Sh. SHARIPOV, O.V. KUDINOV

To Update of the Methodology for Calculating Reinforced Concrete Structures for Endurance. 17

V.V. DYACHKOV

**Method of Calculating the Parameters of the Thread and the Geometric Dimensions
of the Couplings of the Mechanical Splices of the Reinforcement Bars 24**

E.M. CHERNYSHOV, D.N. KOROTKIH

**Experience of Systematic Experimental Evaluation of Modern High-Tech Concretes Based
on a Set of Criteria for Their Resistance to Destruction 30**

V.G. NAZARENKO, A.I. ZVEZDOV, E.A. LARIONOV, A.A. KVASNIKOV

Some Aspects of the Concrete Creep Theory 40

S.A. ZENIN, R.Sh. SHARIPOV, O.V. KUDINOV

**Effect of Compressive Stresses on Strength of Inclined Sections of Out-Of-Center Compressed
Reinforced Concrete Elements 44****Editorial team:****ZVEZDOV A.I.**, Editor-in-Chief, Doctor of Sciences (Engineering), Deputy Director General for Research, Research Center «Stroitel'stvo» JSC (Moscow)**ARKHIPKIN A.A.**, Deputy Editor-in-Chief, Structural Concrete Association (Moscow)**GRANYOV V.V.**, Doctor of Sciences (Engineering), Deputy Director General – Scientific Supervisor, «TsNIPromzdaniy» JSC (Moscow)**GUSEV B.V.**, Doctor of Sciences (Engineering), Head of the Building Materials and Technologies Department, Russian University of Transport (MIIT) (Moscow)**JENSEN O.M.**, Dr. Sci., Professor, Danish Technical University (Denmark)**KUZEVANOV D.V.**, Candidate of Sciences (Engineering), Director of the Scientific Research Institute for Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev (Moscow)**MAILYAN D.R.**, Doctor of Sciences (Engineering), Head of the Reinforced Concrete and Stone Structures Department, Don State Technical University (Rostov-on-Don)**MOROZOV V.I.**, Doctor of Sciences (Engineering), Head of the Reinforced Concrete and Stone Structures Department, St. Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (St. Petersburg)**MÜLLER H.S.**, Dr. Sci., Professor of the Karlsruhe University, Institute of Technology – KIT (Germany)**NESVETAEV G.V.**, Doctor of Sciences (Engineering), Head of the Construction Technology Department, Don State Technical University (Rostov-on-Don)**RAKHMANOV V.A.**, Candidate of Sciences (Engineering), Russian Union of Builders (Moscow)**STEPANOVA V.F.**, Doctor of Sciences (Engineering), Head of the Laboratory for Corrosion and Durability of Concrete and Reinforced Concrete Structures, of the Scientific Research Institute for Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev (Moscow)**TAMRAZYAN A.G.**, Doctor of Sciences (Engineering), Head of the Reinforced Concrete and Stone Structures Department, Moscow State University of Civil Engineering (Moscow)**TRAVUSH V.I.**, Doctor of Sciences (Engineering), Chief Designer, Deputy Director General for Research, «GORPROEKT» CJSC, Vice-President of Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (Moscow)**USHEROV-MARSHAK A.V.**, Doctor of Sciences (Engineering), Professor, Kharkiv State Technical University of Construction and Architecture (Ukraine)**FALIKMAN V.R.**, Candidate of Sciences (Chemistry), Doctor of Materials Science, Head Center for scientific and technical assistance at complex facilities construction in the Scientific Research Institute for Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev (Moscow)**KHOZIN V.G.**, Doctor of Sciences (Engineering), Head of the Building Materials, Products and Structures Technology Department, Kazan State University of Architecture and Civil Engineering (Kazan)**The authors**

of published materials are responsible for the accuracy of the submitted information, the accuracy of the data from the cited literature and for using in articles data which are not open to the public.

The Editorial Staff

can publish the articles as a matter for discussion, not sharing the point of view of the author.

Reprinting

and reproduction of articles, promotional and illustrative materials are possible only with the written permission of the editor-in-chief.

The Editorial Staff is not responsible for the content of advertisements and announcements.**Editorial address:** 9/3 Dmitrovskoye Hwy,
127434, Moscow, Russian Federation**Tel.:** (499) 976-22-08, (499) 976-20-36**E-mail:** mail@rifsm.ru**http://azhb.ru/****http://www.rifsm.ru**

УДК 624.074: 666.981

Б.С. СОКОЛОВ, канд. техн. наук (moo-shell@mail.ru)

Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона им. А.А. Гвоздева
АО «НИЦ «Строительство» (109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., 6)

Проектирование армоцементных конструкций в Пособии к СП 96.13330.2016

Пособие по проектированию армоцементных конструкций разработано в НИИЖБ им. А.А. Гвоздева в развитие положений СП 96.13330.2016 «СНиП 2.03.03–85 Армоцементные конструкции», содержащего общие правила расчета и конструирования армоцементных конструкций – тонкостенных дисперсно-армированных конструкций, изготовляемых из мелкозернистого бетона, в качестве арматуры которых применяют частые тонкие тканые, сварные или плетеные проволочные стальные сетки, равномерно распределенные по сечению элемента, как правило, в сочетании со стержневой или проволочной стальной арматурой. Армоцементные конструкции используются для пространственных покрытий в виде оболочек и складок, в элементах плоскостных покрытий, перекрытий, стен и перегородок, подвесных потолков, в элементах санитарно-технического оборудования, в декоративных элементах и др. Пособие содержит необходимые теоретические и практические рекомендации, а также примеры расчета основных типов армоцементных и комбинированно-армированных (со стержневой арматурой) конструкций зданий и сооружений различного назначения.

Ключевые слова: армоцементная конструкция, мелкозернистый бетон, проволочная сетка, расчет по прочности, расчет по образованию трещин, расчет по деформациям.

Для цитирования: Соколов Б.С. Проектирование армоцементных конструкций в Пособии к СП 96.13330.2016 // Бетон и железобетон. 2021. № 1 (603). С. 3–7.

B.S. SOKOLOV, Candidate of Sciences (Engineering) (moo-shell@mail.ru)

Research, Design and Technological Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev
“Research and Development Center “Stroitel’stvo” AO (6, 2nd Institutskaya Street, Moscow, 109428, Russian Federation)

Armocement Structures Designing in the Manual to the SP 96.13330.2016

Manual for design armocement structures developed in NIIZHB named after A.A. Gvozdev in the development of the provisions of SP 96.13330.2016 «СНиП 2.03.03–85 Armocement structures», containing general rules of calculation and design of armocement structures – thin-walled, disperse-reinforced constructions made of fine-grained concrete, as the reinforcement of which narrow thin woven, welded or braided wire steel meshes are used, evenly distributed over the cross-section of the element, usually in combination with rod or wire steel reinforcement. Armocement structures are used for spatial roofs in the form of shells and folded plates, in elements of planar roofs, floors, walls and partitions, suspended ceilings, in elements of sanitary-technical equipment, in decorative elements, etc. The manual contains the necessary theoretical and practical recommendations, as well as examples of calculating the main types of armocement and combined-reinforced (with rod reinforcement) structures of buildings and facilities for various purposes.

Keywords: armocement structure, fine-grained concrete, wire mesh, strength calculation, crack formation calculation, deformation calculation.

For citation: Sokolov B.S. Armocement structures designing in the manual to the SP 96.13330.2016. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2021. No. 1 (603), pp. 3–7. (In Russian).

Одним из путей повышения эффективности сборных железобетонных конструкций является снижение массы уменьшением толщин бетонных сечений при обеспечении требований прочности и долговечности конструкций. Максимально возможная технологически и конструктивно тонкостенность конструкций обеспечивается применением мелкозернистого бетона и дисперсного армирования. Армоцемент – материал с дисперсным армированием в виде частых сеток из стальной проволоки – известен достаточно давно [1–4], всесторонне исследован [5, 6] и

в практике строительства применяется достаточно широко [7–10]. Расчет и конструирование конструкций из армоцемента в отечественных нормах были представлены с 1967 г. Инструкциями СН 366–67 и СН 366–77. С 1985 г. действовал СНиП 2.03.03–85 «Армоцементные конструкции».

Свод правил СП 96.13330.2016 «СНиП 2.03.03–85 Армоцементные конструкции», введенный взамен СНиП 2.03.03–85, существенно отличается от предшествующего документа, представлявшего собой развитие основного документа того перио-

да СНиП 2.03.04–84 «Бетонные и железобетонные конструкции». Внесенные за прошедшие годы значительные изменения в подходы и методики расчета железобетонных конструкций естественным образом нашли отражение в расчетах армоцементных конструкций. К настоящему времени также значительно устарел и разработанный в НИИЖБ в тот же период методический документ «Пособие по проектированию армоцементных конструкций (к СНиП 2.03.03–85)» (1989 г.).

В связи с необходимостью дать практические примеры расчета и конструирования эффективных видов конструкций из армоцемента по новым нормам актуальной явилась задача разработки нового пособия по расчету и проектированию армоцементных и комбинированных конструкций, в том числе с предварительным напряжением арматуры. В примерах учтены требования актуальных стандартов ГОСТ 27751–2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения», ГОСТ 34028–2016 «Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Технические условия» и норм СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07–85* Нагрузки и воздействия», СП 28.13330.2017 «СНиП 2.03.11–85 Защита строительных конструкций от коррозии», СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01–2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения», СП 387.1325800.2018 «Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Правила проектирования» и др.

Пособие в целом построено в соответствии со структурой СП 96.13330.2016, в ряде позиций дополняя и развивая его положения.

В разделе «Общие требования» приведены общие требования к конструктивным решениям армоцементных конструкций, в том числе предварительно напряженных, и методам расчета таких конструкций по двум группам предельных состояний; основные типы применяемых армоцементных конструкций, а также рекомендации по областям эффективного применения таких конструкций.

Армоцементные конструкции классифицируют по виду армирования на конструкции, имеющие исключительно сетчатое армирование, и конструкции с комбинированным армированием, сочетающим сетчатое армирование со стержневой или проволоочной арматурой. Для изготовления несущих конструкций преимущественно используется комбинированное армирование.

Наиболее целесообразно применять армоцемент в конструкциях, требующих повышенной трещиностойкости, водонепроницаемости, морозостойкости, ударной прочности, вязкости разрушения, а также пониженной усадки и ползучести материала.

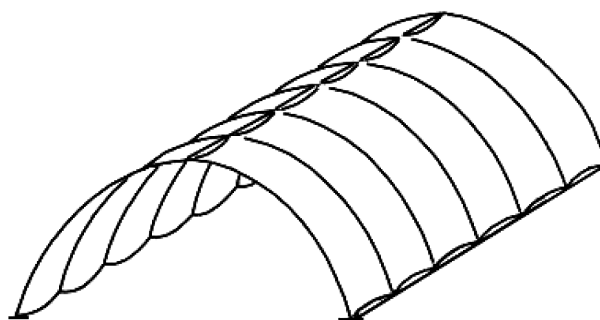


Рис. 1. Сборные армоцементные сводчатые покрытия
Fig. 1. Prefabricated ferrocement vaulted roofs

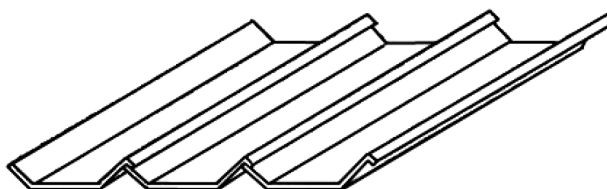


Рис. 2. Армоцементные предварительно напряженные складки
Fig. 2. Ferrocement prestressed folded plates

В числе армоцементных конструкций, рекомендуемых для массового применения, приведены сборные сводчатые покрытия пролетом 12–18 м с безрулонной кровлей из армоцементных элементов двоякой кривизны (рис. 1), армоцементные предварительно напряженные складки длиной до 8 м (рис. 2), призматические складки, панели-оболочки и др.

Общие требования к расчету армоцементных конструкций соответствуют требованиям к расчету железобетонных конструкций с учетом специфики армоцементных конструкций, связанной с их тонкостенностью: необходимость проверки устойчивости формы конструкции с повышенным коэффициентом запаса, пониженные значения предельно допустимой ширины раскрытия трещин. Сформулированы также дополнительные указания по проектированию предварительно напряженных армоцементных конструкций.

В разделе «Материалы для армоцементных конструкций» приведены требования к мелкозернистому бетону, даны его прочностные и деформационные характеристики, а также требования к сетчатой арматуре с указанием ее прочностных характеристик, требования к стержневой и проволоочной арматуре.

В Пособии два раздела посвящены подробному описанию методик расчета армоцементных конструкций по предельным состояниям первой и второй групп. Особенность расчета армоцементных конструкций заключается в том, что наличие сетчатого

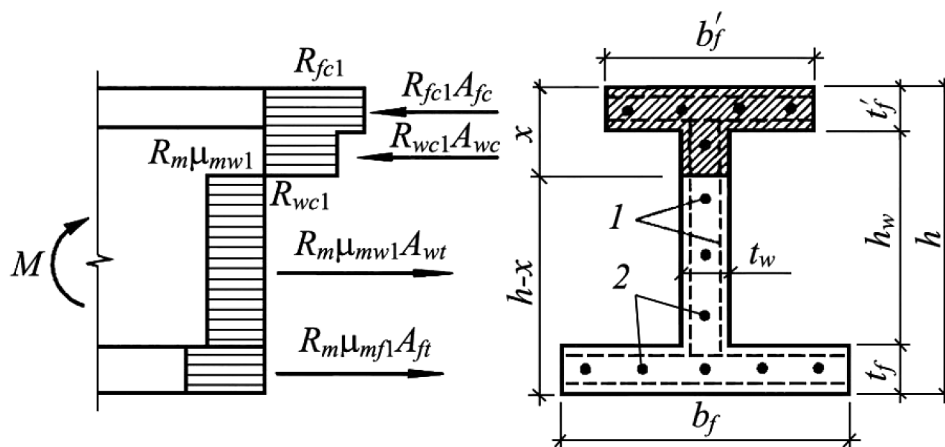


Рис. 3. Схема усилий и эпюра напряжений в изгибаемых элементах двутаврового сечения при $x > t'_f$: 1 – тонкие сетки; 2 – стержневая или проволочная арматура, приведенная к равномерно распределенной по сечению

Fig. 3. Scheme of forces and stress diagram in bending elements I-section when $x > t'_f$: 1 – thin meshes; 2 – bar or wire reinforcement reduced to uniformly distributed over the section

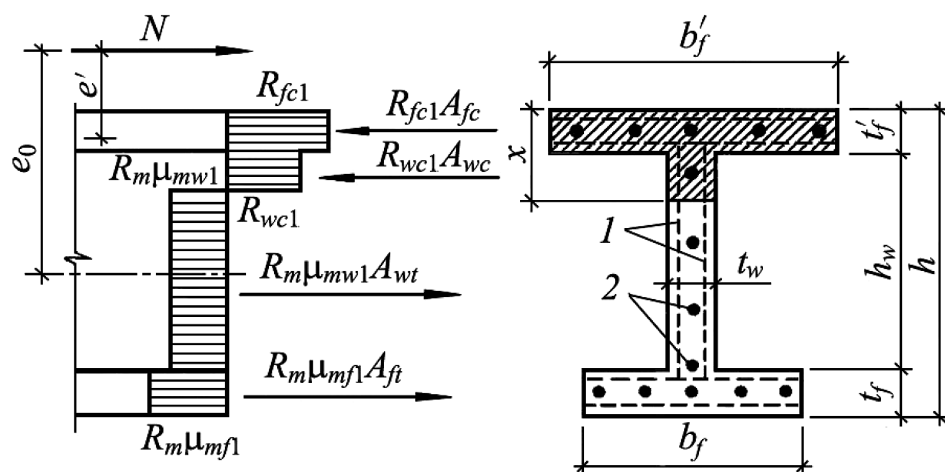


Рис. 4. Схема усилий и эпюра напряжений во внецентренно сжатых элементах двутаврового сечения при $x > t'_f$: 1 – тонкие сетки; 2 – стержневая или проволочная арматура, приведенная к равномерно распределенной по сечению элемента

Fig. 4. Scheme of forces and stress diagram in eccentrically compressed I-section elements when $x > t'_f$: 1 – thin meshes; 2 – bar or wire reinforcement reduced to uniformly distributed over the section element

армирования, а также часто установленной напрягаемой и ненапрягаемой стержневой или проволочной арматуры в сечениях элемента учитывается коэффициентами армирования бетона, различными для растянутой и сжатой зон сечения.

В расчетах по предельным состояниям первой группы рассмотрены:

1. Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента, по предельным усилиям, в том числе:

- изгибаемые элементы прямоугольного, таврового, двутаврового (рис. 3) и кольцевого сечений;
- внецентренно сжатые элементы прямоугольного, таврового, двутаврового (рис. 4) и кольцевого сечений;
- центрально-растянутые элементы;

– внецентренно растянутые элементы.

Теоретическая часть сопровождается десятью примерами расчета, в числе которых призматическая складка W-образного сечения пролетом 19,4 м, элементы двутаврового и кольцевого сечений и др.

2. Расчет по прочности нормальных сечений на основе нелинейной деформационной модели (рис. 5), содержащий все необходимые соотношения прочностных и деформационных характеристик, а также условия применения этих зависимостей. Следует отметить, что свод правил СП 96.13330.2016 «СНиП 2.03.03-85 Армоцементные конструкции», декларируя требование использования методик расчета армоцементных конструкций на основе нелинейной деформационной модели, не содержит положений для ее реализации, в отличие от достаточно

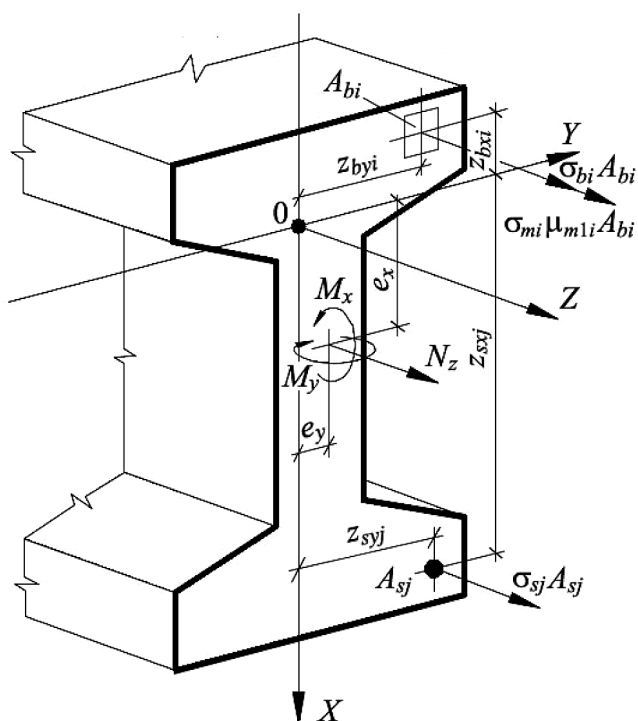


Рис. 5. Расчетная схема нормального сечения элемента в расчете по прочности на основе нелинейной деформационной модели
Fig. 5. Scheme of a normal section of an element in strength analysis based on a nonlinear deformation model

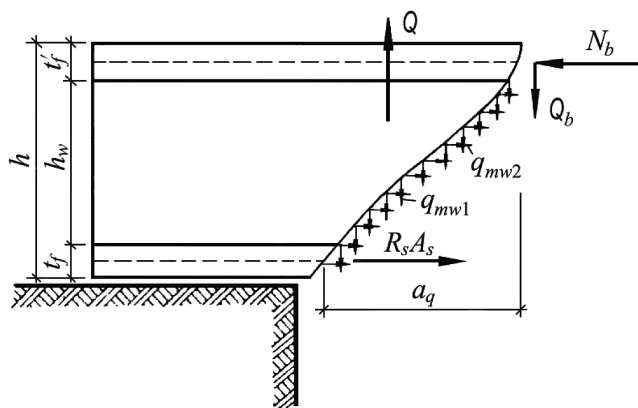


Рис. 6. Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси, при расчете по прочности на действие поперечной силы
Fig. 6. Scheme of forces in a section inclined to the longitudinal axis, when calculating the strength for the action of a shear force

подробного описания методик расчета по предельным усилиям. В этом Пособие развивает и дополняет положения свода правил.

3. Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, по предельным усилиям (рис. 6) с двумя примерами расчета, в том числе примером расчета складчатой панели покрытия.

4. Указания по расчету армоцементных элементов на местное сжатие и на продавливание при действии сосредоточенной силы с примером расчета на продавливание плоской армоцементной плиты.

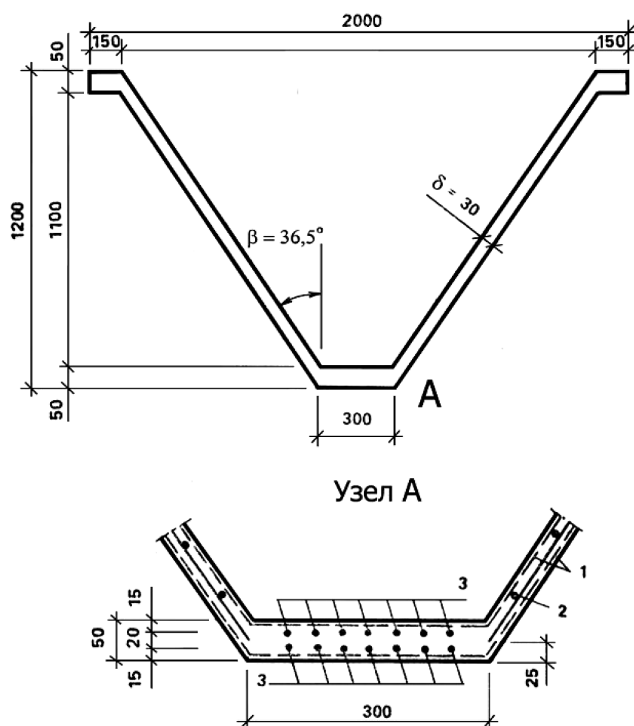


Рис. 7. Сечение армоцементной складки покрытия пролетом 18 м с предварительно напряженной арматурой: 1 – тканая сетка № 10-1 по ГОСТ 3826; 2 – сварная сетка из проволоки Ø3 Вр-I; 3 – напрягаемая арматура Ø5 Вр1400
Fig. 7. Section of the ferrocement folded plate of the roof with a span of 18 m with prestressed reinforcement: 1 – woven mesh No. 10-1 in accordance with GOST 3826; 2 – welded wire mesh Ø3 Vr-I; 3 – restressing reinforcement Ø5 Bp1400

5. Расчет предварительных напряжений арматуры.

В расчетах по предельным состояниям второй группы рассмотрены:

1. Расчет по образованию и раскрытию трещин, в том числе:

- расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента;
- расчет по раскрытию трещин, наклонных к продольной оси элемента.

Расчет иллюстрируется тремя примерами, в том числе расчетами складчатых элементов покрытий.

2. Расчет элементов армоцементных конструкций по деформациям, в том числе:

- определение кривизны на участках без трещин в растянутой зоне;
- определение кривизны на участках с трещинами в растянутой зоне;
- определение прогибов.

Для некоторых наиболее распространенных случаев нагружения консольных и шарнирно опертых балок приведена справочная таблица, упрощающая расчет прогибов.

В этом разделе представлены два примера, поясняющие методику расчета армоцементных конструкций по деформациям.

Заключительный пример представляет собой сквозной расчет армоцементной предварительно напряженной складки покрытия пролетом 18 м (рис. 7), включающий весь комплекс необходимых расчетов по предельным состояниям первой и второй групп.

Все приведенные в Пособии примеры расчета выполнены по актуальным нормам на основе проектных решений реально осуществленных армоцементных конструкций. В примерах расчетов использованы современные рекомендованные виды и классы армирования.

В разделе «Конструктивные требования» подробно изложены требования к геометрическим размерам сечений армоцементных элементов, к защитным слоям бетона, к расположению арматуры

в армоцементных элементах, в том числе изгибаемых и внецентренно сжатых, ее анкеровке и стыкованию. Приведены требования к конструкциям закладных деталей. Даны рекомендации по устройству стыков сборных армоцементных элементов. Изложены дополнительные указания по конструированию предварительно напряженных элементов, а также по конструированию армоцементных опалубок. Перечислены требования, которые должны быть указаны в рабочих чертежах армоцементных конструкций.

В Приложении приведен рекомендуемый для применения в проектировании сортамент тканых и сварных проволочных сеток для армоцементных конструкций.

Список литературы

1. Зайцев Ю.В., МIRONKOV Б.А. Армоцементные конструкции. М.: Знание, 1989. 64 с.
2. Лысенко Е.Ф. Армоцементные конструкции. Киев: Вища школа, 1974, 208 с.
3. ACI 549R-97 (2009) «Report on Ferrocement».
4. ACI 549.1R (1988) «Guide for the Design, Construction and Repair of Ferrocement».
5. Хайдуков Г.К., Зайцев Ю.В. Расчет тонкостенных элементов армоцементных конструкций. В кн.: Армоцементные конструкции в жилищном, гражданском и сельскохозяйственном строительстве. М.: Госстройиздат, 1963. 247 с.
6. Хайдуков Г.К., Качановский Е.К. Особенность расчета и конструирования армоцементных конструкций // *Бетон и железобетон*. 1984. № 7. С. 3–6.
7. МIRONKOV Б.А., НеОФИТОВ Б.К., МИНИНА П.В. Типовые пространственные армоцементные конструкции покрытий для залов // *Бетон и железобетон*. 1984. № 7. С. 6–7.
8. Галич В.Д., Овчар В.П., Борисова Т.В. Армоцементные конструкции для промышленного строительства // *Бетон и железобетон*. 1984. № 7. С. 8–10.
9. Лубо Л.Н., МIRONKOV Б.А. Плиты регулярной пространственной структуры. Л.: Стройиздат, 1976. 104 с.
10. Хайдуков Г.К., Илларионова Л.Ф., Качановский Е.К. Сборные пространственные конструкции из армоцементных складчатых элементов // *Бетон и железобетон*. 1961. № 1.

References

1. Zaytsev Yu.V., Mironkov B.A. Armotsementnyye konstruksii [Ferrocement structures]. Moscow: Znaniye, 1989. 64 p.
2. Lysenko Ye.F. Armotsementnyye konstruksii [Ferrocement structures]. Kiev: Vishcha shkola, 1974. 208 p.
3. ACI 549R-97 (2009) « Report on Ferrocement».
4. ACI 549.1R (1988) «Guide for the Design, Construction and Repair of Ferrocement».
5. Khaidukov G.K., Zaytsev YU.V. Raschet tonkostennykh elementov armotsementnykh konstruktсий [Calculation of thin-walled elements of ferrocement structures]. In book “Ferrocement structures in housing, civil and agricultural construction. Moscow: Gosstroyizdat, 1963. 247 p.
6. Khaidukov G.K., Kachanovskiy Ye.K. The peculiarity of the calculation and design of ferrocement structures. *Beton i Zhelezobeton*. 1984. No. 7, pp. 3–6. (In Russian).
7. Mironkov B.A., Neofitov B.K., Minina P.V. Typical spatial ferrocement structures of roofs for halls. *Beton i Zhelezobeton*. 1984. No. 7, pp. 6–7. (In Russian).
8. Galich V.D., Ovchar V.P., Borisova T.V. Ferrocement structures for industrial construction. *Beton i Zhelezobeton*. 1984. No. 7, pp. 8–10 (In Russian).
9. Lubo L.N., Mironkov B.A. Plity regul'yarnoy prostranstvennoy struktury [Plates of regular spatial structure]. Leningrad: Stroyizdat, 1976. 104 p.
10. Khaidukov G.K., Illarionova L.F., Kachanovskiy Ye.K. Prefabricated spatial structures made of ferrocement folded plate elements. *Beton i Zhelezobeton*. 1961. No. 1. (In Russian).

УДК 666.972.53

В.Р. ФАЛИКМАН, д-р материаловедения (vfalikman@yandex.ru),
руководитель Центра научно-технического сопровождения сложных объектов строительства,
В.Ф. СТЕПАНОВА, д-р техн. наук (vfsepanova@mail.ru), заведующая лабораторией коррозии бетона
и долговечности железобетонных конструкций
Г.В. ЧЕХНИЙ, канд. техн. наук (chekniy@mail.ru), заведующая сектором коррозии бетона
Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона им. А.А. Гвоздева
АО «НИЦ «Строительство» (109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., 6)

О нормировании морозостойкости бетона в зарубежной и отечественной практике

Статья представляет собой обзор требований и рекомендаций по методам испытаний и обеспечению морозостойкости бетона, охватывающий данные более чем из 70 стандартов, нормативных и рекомендательных документов. Выбор документов в статье ограничен стандартами и рекомендациями из США (ACI, AASHTO, ASTM), Канады (CSA, BNQ), Норвегии (NS-EN), Швеции (SS, SIS), Дании (DS), Германии (DIN, ZTV, BAW), Японии (JIS), Китая (GB/T) и России (СП, ГОСТ, СНиП), т. е. из стран, наиболее часто сталкивающихся с проблемами морозного разрушения конструкций. Показано, что требуется детальный анализ данных и подходов, накопленных в мировой практике строительства, дальнейшие исследования для установления корреляции и соотношений между различными методами с учетом различных составов бетона, вида и размера образцов, режимов замораживания и оттаивания, соотнесения результатов натурных и лабораторных испытаний.

Ключевые слова: бетоны и технологии, морозостойкость, долговечность, техническое регулирование.

Для цитирования: Фаликман В.Р., Степанова В.Ф., Чехний Г.В. О нормировании морозостойкости бетона в зарубежной и отечественной практике // Бетон и железобетон. 2021. № 1 (603). С. 8–15.

V.R. FALIKMAN, Doctor of materials science (vfalikman@yandex.ru), Head of the Center for scientific and technical support of complex construction projects,
V.F. STEPANOVA, Doctor of Sciences (Engineering) (vfsepanova@mail.ru), Head of the Laboratory for corrosion and structural concrete durability,
G.V. CHEKHNIY, Candidate of Sciences (Engineering) (chekniy@mail.ru), Head of the Concrete Corrosion Sector
Research, Design and Technological Institute for Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev
in Research and Development Center "Stroitel'stvo" JSC (6, 2nd Institut'skaya Street, Moscow, 109428, Russian Federation)

On Codification of Concrete Frost Resistance in Foreign and Domestic Practice

The paper is a review of requirements and recommendations for testing methods and ensuring frost resistance of concrete, covering data from more than 70 standards, regulatory and advisory documents. The choice of documents in the article is limited to standards and recommendations from the United States (ACI, AASHTO, ASTM), Canada (CSA, BNQ), Norway (NS-EN), Sweden (SS, SIS), Denmark (DS), Germany (DIN, ZTV, BAW), Japan (JIS), China (GB/T), and Russia (SP, GOST, SNiP), i.e. from the countries most often faced with problems of frost damage of structures. It is shown that a detailed analysis of the data and approaches accumulated in the world construction practice is required, further researches are needed to establish the correlation and relationships between different methods, taking into account different concrete compositions, the type and size of samples, freezing and thawing modes, correlation of the results of field and laboratory tests.

Keywords: concrete and technologies, frost resistance, durability, technical regulation.

For citation: Falikman V.R., Stepanova V.F., Chekhniy G.V. On codification of concrete frost resistance in foreign and domestic practice. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2021. No. 1 (603), pp. 8–15. (In Russian).

В России и других странах имеется обширная информация по морозостойкости бетона, однако до настоящего времени эта проблема продолжает оставаться актуальной, и особую остроту она приобретает в связи с развитием строительства при освоении районов Крайнего Севера, Сибири и Дальнего Востока, а также шельфа северных и восточных морей.

Морозостойкость бетона – это способность выдерживать повторяющиеся циклы замораживания-оттаивания в течение определенного срока службы конструктивного элемента без повреждений из-за поверхностного отшелушивания или внутреннего нарушения структуры. Наряду с «классическим» замораживанием-оттаиванием бетон обычно подвергается периодическому воздействию воды, со-

лей-антиобледенителей и других различных агрессивных агентов.

В настоящее время достигнут определенный успех в методологии оценки морозостойкости, однако разработанные методы и подходы, действующие в различных странах, имеют определенные недостатки.

Для того чтобы в условиях замораживания-оттаивания запроектировать конструкцию с установленными требованиями, стандарты стран, нормы и правила для назначения срока службы бетона, как правило, учитывают:

- воздействия (влажность/насыщение, наличие хлоридов, мороз и т. д.);
- требования к материалам с целью их обоснованного выбора для существующих условий эксплуатации (требования к воздухосодержанию, водовяжущему отношению, составу вяжущего, прочности и т. д.);
- методы и правила производства работ (размещение конструкций, отделка, уход и т. п.), применяемые для придания бетону морозостойкости и прочности;
- методы испытаний конечного продукта (размер и распределение воздушных пор, специальные испытания на морозостойкость, оценка прочности и т. д.), чтобы подтвердить соответствие бетона установленным требованиям.

Этот подход существенно различается в разных странах. Многочисленные рекомендации, разработанные профильными комитетами и союзами в дополнение к существующим национальным стандартам, могут даже внутри страны заметно затруднить согласованное понимание того, что такое морозостойкий бетон, как его производить и испытывать.

Анализ имеющихся методов и предложений по определению морозостойкости бетона показал, что их общим недостатком является то, что они заведомо несовершенны и не абсолютны, не учитывают размер и форму образца, глубину его насыщения и промерзания и т. д., а также достаточно трудоемки. Поэтому достоверность и сходимостъ получаемых результатов применительно к конкретным конструкциям зданий и сооружений в различных климатических условиях, полученных разными организациями, недостаточно высока и трудносопоставима.

В настоящей статье дан краткий обзор требований и рекомендаций по методам испытаний и обеспечению морозостойкости бетона, охватывающий данные более чем семидесяти стандартов, нормативных и рекомендательных документов (см. таблицу).

Выбор документов для анализа ограничен стандартами и рекомендациями при производстве морозостойкого бетона, разработанными специализированными организациями по стандартизации и инжинирингу из США (ACI, AASHTO, ASTM), Ка-

нады (CSA, BNQ), Норвегии (NS-EN), Швеции (SS, SIS), Дании (DS), Германии (DIN, ZTV, BAW), Китая (GB/T), Японии (JIS) и России (СП, ГОСТ, СНиП), т. е. стран, наиболее часто сталкивающихся с проблемами морозного разрушения конструкций, а также проектом стандарта ИСО ISO/DIS 4846.2 «Concrete – Determination of scaling resistance of surfaced to de-icing chemicals».

Как уже отмечалось выше, в настоящее время предлагаются многочисленные методы испытаний бетона на морозостойкость, как прямые многоцикловые, так и косвенные ускоренные. Однако даже наиболее надежные из них имеют определенные недостатки, такие как трудоемкость, сложность и значительную длительность. Прямые методы не могут полностью воспроизвести процессы, происходящие в бетоне при воздействии реальных нестабильных условий эксплуатации в конструкциях. Стандартная продолжительность замораживания не всегда отражает условия эксплуатации бетона при расчетной зимней температуре ниже -50°C и воздействия продолжительной зимы.

Например, опыт применения стандарта ГОСТ 10060 показал, что в некоторых случаях значения морозостойкости, определенные различными методами, не совпадают. Поэтому требуется детальный анализ данных и подходов, накопленных в мировой практике строительства, необходимы дальнейшие исследования для установления соотношений между различными методами с учетом составов бетона, вида и размера образцов, режимов замораживания и оттаивания, соотнесения результатов натурных и лабораторных испытаний.

Соответствующих методов определения морозостойкости требует и разработка новых современных материалов. Высокопрочные, высокофункциональные бетоны марок по водонепроницаемости W10 и более практически не насыщаются по режиму, предлагаемому ГОСТ 10060–2012, поэтому необходим метод определения морозостойкости таких бетонов, в котором следует предусмотреть доведение образцов в испытании до критических значений. В противном случае истинная морозостойкость высокопрочного бетона останется неизвестной.

Особо актуальными становятся исследования в области определения морозостойкости бетона неразрушающими методами, включая метод по изменению динамического модуля упругости, скорости распространения ультразвука и измерения деформаций. Такие исследования должны включать установление корреляции базовых и рекомендуемых методов. Применение неразрушающих методов позволит резко сократить количество образцов при испытании на морозостойкость, оценивать морозостойкость бето-

на не только в образце, но и в конструкции, повысит качество оценки морозостойкости бетона.

Совершенствование методов испытания бетона на морозостойкость (уточнение, дополнение) будет способствовать повышению долговечности и надежности бетонных и железобетонных конструкций зданий и сооружений в условиях воздействия агрессивных сред и низкой отрицательной температуры.

Большинство стандартов и норм начинается с описания классов эксплуатации, подчеркивая тем самым огромную важность правильности их выбора. Класс воздействия представляет собой дополнительно налагаемую экологическую нагрузку, которой будет противостоять структурный элемент или вся конструкция на протяжении ее жизненного цикла.

Выбор класса эксплуатации (далее – класс) при проектировании бетонной смеси (бетона) для конструкций, проходящих циклы замораживания-оттаивания в соответствии с СП 28.13330, зависит от изменяющихся условий насыщения конструкций, наличия солей-антиобледенителей, например хлоридов, сульфатов (морская вода) и других агрессивных сред.

Требования к бетону в любом случае должны соответствовать пределам, описанным в национальных стандартах. Обычно классы XF (в Европе и России), связанные с морозными воздействиями, устанавливают более строгие требования и, следовательно, служат доминирующими классами эксплуатации для выбора параметров бетонной смеси и бетона.

Однако существуют и другие подходы, регулирующие требования и рекомендации по применению некоторых конкретных видов конструкций или их компонентов, которые могут отменять использование стандартных требований. Это может быть промышленная спецификация или кодекс практик различных комитетов, например для дорожных и шоссейных сооружений.

Кроме того, отдельные проекты, например возведение бетонных морских платформ или уникальных мостов, могут иметь собственный набор спецификаций и требований к бетону и составляющим его материалам, связанных либо с чрезвычайно суровой окружающей средой, длительным сроком службы конструкции или со строительными решениями, выходящими за рамки любых других спецификаций, либо просто с учетом строгих проектных соображений клиентов.

Основным регулирующим документом в Европе является региональный стандарт EN 206 и разработанные на его основе национальные стандарты: NOR, SWE, DIN, DS, RU (ГОСТ Р). При этом:

– норвежские и датские стандарты не учитывают условия высокой водонасыщенности для условий

Документы, включенные в обзор
Documents included in the overview

Предмет	Европа				Азия			Северная Америка	
	Норвегия	Швеция	Дания	Германия	Финляндия	Россия	Япония	Китай	США Канада
Классы эксплуатации Требования к материалам	NS-EN 206+NA NS-EN ISO 19903	SS EN 206 SS 137003	DS 2426 (DS 411) DS/EN 1992-1-1 HETEK, Danish Road Directorate	DIN 1045-2	B4, Lite 3, SFS-EN 206-1	ГОСТ 31384 ГОСТ 28633 СП 28.13330 СП 35.13330		GB 50476-2008	AASHTO LRFD Bridge design spec. ACI 201.2R-01 ACI 302.1R-96 ACI 318-14 CSA A23.1-09-A23.2-09
Производство и выполнение бетонных работ с предусмотренными мерами обеспечения морозостойкости	NS-EN 13670:2009/NA NS-EN 14487-1+NA NS-EN ISO 19903 NCA Pub. 25 SVV Prossesskode 2	SS 137003	EN 206:2013 EN 13670:2009	DIN 1045-2 ZTV-ING	-	ГОСТ 7473 ГОСТ 10181 ГОСТ 30459 СП 70.13330			ASTM C172/C172M ACI 304.2R-00 ASTM C94/C94M-16a ACI 212.3R-2010 ACI 302.1R-96 ACI 304R-00 ACI 318-14 PCA, Volume 19/1 AASHTO LRFD Bridge const. spec.
			CEN/TS 12390-9			ГОСТ 7473 ГОСТ 10060 ГОСТ 30459 ГОСТ 26134 ГОСТ 17608	JIS A 6204	GB/T 50082-2009	ASTM C671 ASTM C672 ASTM C666 MTO LS-412 BNC NO 2621-900
Методы испытаний на морозостойкость – испытания замораживания-оттаивания	-	SS 137244 SIS-CEN/TR 15177	-	Burke cube test RILEM TC 117-FDC/CDF	-				

эксплуатации без солей-антиобледенителей, отличая класс XF1 от XF3 только по ориентации открытой поверхности. Рекомендации HETEK [1] решают проблему несоответствия для Датского дорожного директoрата. Норвежские дорожные власти следуют букве стандарта;

- немецкие и шведские стандарты не определяют условия насыщения для класса XF1;

- только датские и шведские стандарты дают полное описание открытых поверхностей и видов конструкций для этих классов, в то время как другие три национальных стандарта дают очень расплывчатые и общие определения;

- немецкий стандарт не разделяет горизонтальные и вертикальные поверхности для различных классов эксплуатации конструкций;

- шведский стандарт – единственный стандарт, отличающий переход от вертикальной поверхности к горизонтальной путем введения порогового требования для уклона более 30°.

В характеристиках классов эксплуатации нормативных документов Северной Америки имеется существенная разница между рассмотренными документами ACI и AASHTO, несмотря на то что эти характеристики логически должны подпадать под более широкие требования ACI 201.2 R и ACI 318; при этом ACI 201 и ACI 302 хорошо коррелируют между собой. Спецификации AASHTO вводят классы для бетонов с воздухововлекающими добавками и для высокофункциональных бетонов (HPC) элементов мостостроения. Существует много требований, предъявляемых, в частности, к классу А (HPC), но условия воздействия при этом не определены. Существует также некоторое несоответствие между ASTM C94/C94M для бетонной смеси и строительным кодексом ACI 318. При обращении к кодексу ACI стандарт ASTM ошибочно классифицирует класс воздействия F2 в качестве сурового воздействия с воздействием солей-антиобледенителей, в то время как в ACI F2 предназначен для воздействия только пресной воды.

Канадский стандарт предлагает два чисто «морозных» класса для горизонтальных и вертикальных поверхностей без воздействия хлоридов (аналогично XF1 и XF3 в вариациях стандарта EN 206). Что касается воздействия хлоридов и других агрессивных веществ, таких, например, как удобрения, то в стандарте не делается акцент на воздействие замораживания-оттаивания в требованиях к бетону, а это означает, что другие критерии воздействия отменяют его.

В «азиатском подходе» как китайские, так и российские стандарты определяют воздействие самой низкой температуры в цикле замораживания-от-

таивания. Температурные диапазоны значительно варьируются в зависимости от целевых групп зданий и сооружений: СП 35.13330 предназначен, например, для мостов и труб, а GB/T 50476 – для общестроительных работ.

Российские стандарты ГОСТ постоянно пересматриваются и обновляются. Новые версии напоминают европейские стандарты, и они ссылаются на них все чаще. Однако строительные нормы СП (актуализированные СНиПы) при этом остаются «независимыми» от этой тенденции.

Как правило, основные параметры проектирования морозостойкого бетона сохраняют подходы, характерные для обычного бетона: водоцементное (В/Ц) или водовязущее (В/В) отношение с коэффициентами эффективности для активных минеральных добавок, прочность при сжатии и содержание воздушных пор. Однако на морозостойкость или коррозионностойкость бетона влияют и другие свойства материала и компонентов, которые также должны быть учтены, – расстояние между воздушными порами, состав вяжущего и необходимые ограничения, проницаемость и морозостойкость заполнителя и др.

Все вышеперечисленные требования к материалам представляют собой часть сопротивления конструкции или элемента нагрузке в виде воздействия окружающей среды.

Наличие в различных национальных стандартах и спецификациях заданных (предписываемых) контролируемых параметров для бетона (состав смеси, требования к бетонной смеси и бетону) служат для обеспечения как минимум пятидесятилетнего срока службы или более, в зависимости от толщины защитного слоя, если не указано иное.

Важно подчеркнуть, что применение минеральных добавок заметно влияет на морозостойкость. Это находит отражение во многих обсуждаемых стандартах, где отмечается, что методы назначения и методы испытания морозостойкости должны учитывать вид и количество применяемых минеральных добавок. Например, немецкий стандарт DIN 1045-2 устанавливает требования к отдельной категории медленно твердеющих бетонов (с золой-уноса) при определении предельных значений для бетона, подвергающегося воздействию замораживания-оттаивания. Канадский стандарт предлагает использовать минеральные добавки – микрокремнезем, золу-уноса, гранулированный тонкомолотый доменный шлак (добавки-заменители цемента – SCM) в случае комбинированных сульфатных и хлоридных агрессивных сред. Российский ГОСТ Р 55224 допускает применение доменного шлака в качестве единственной основной минеральной добавки или

замены цемента в бетонах для дорожных и аэродромных покрытий, для армированных элементов и мостовых конструкций.

Норвегия делает акцент на необходимость применения морозостойкого заполнителя только для класса XF4, в то время как в датском основном национальном стандарте по бетону вообще нет этого требования.

Приведенные выше примеры показывают, что поддержание высокого качества (что соответствует выполнению всех требований) при производстве такого рода бетонов на практике является очень сложной задачей без комплексной, трудоемкой и дорогостоящей программы предквалификационного отбора.

Практическое понимание того, как обеспечить морозостойкость и долговечность бетона, подверженного воздействию мороза, сводится к требованиям к составу смеси, а также к полному циклу и технологии бетонных работ (смешивание / обработка / выполнение бетонных работ / уход / финишная отделка).

Общий принцип во всех рассмотренных стандартах и рекомендациях [2]: «Долговечный бетон может быть изготовлен для наиболее агрессивных воздействий при условии применения соответствующих материалов, проектирования смесей и методов строительства. Смешанные цементы и минеральные добавки улучшат долговечность бетона, но, как и любой цементирующий материал, они не могут гарантировать долговечность, если они не используются в бетоне хорошего качества или если бетон плохо уложен, а уход за ним был ненадлежащим».

Основным измеряемым материальным параметром является содержание воздушных пор. Все факторы, которые могут препятствовать формированию так называемой адекватной воздушно-поровой системы для частей бетонной конструкции, подвергаемых агрессивным воздействиям, должны быть учтены на всех этапах производства и исполнения.

Из общего обзора методов испытаний на замораживание-оттаивание становится понятным, что испытания в основном проводятся для того, чтобы понять, какие характеристики материала имеют наибольшее значение для обеспечения морозостойкости, а также для сравнения характеристик смесей с критериями приемки.

Требования и испытания в идеале должны быть сосредоточены на документировании того, что при должных условиях твердения состав и качество материалов обеспечивают необходимые характеристики бетона такими, как это указано для готовой железобетонной конструкции. Это включает также и за-

хваченный воздух, который должен «пережить» весь цикл производства бетона, чтобы создать правильную систему воздушных пор в затвердевшей конструкции. Однако не все рассмотренные документы следуют этой логике.

Методы испытаний на замораживание-оттаивание являются одной из наиболее спорных тем в производстве и документировании морозостойких бетонов. Несмотря на то что была проделана большая исследовательская работа с попытками четкого разделения двух основных форм разрушения – поверхностного отшелушивания и нарушения внутренней структуры, дискуссия о связи между реальным воздействием и критериями приемлемости часто вызывает разногласия и трудности. Отчасти это связано с влиянием подготовки, твердения и старения образцов, с тем, в какой степени при испытаниях происходит как отшелушивание, так и изменение внутренней структуры, и, наконец, с соотношением между испытаниями и эксплуатационными характеристиками / сроком службы в полевых условиях.

Как известно, Пауэрсом [3] был предложен критерий морозостойкости бетона – фактор расстояния, по которому среднее расстояние между двумя пузырьками вовлеченного воздуха должно быть не более 200 мкм. В этом случае бетон должен быть морозостойким. Фактор расстояния как критерий широко используется в зарубежных странах. Однако у него имеются критики. Например, в [4] при испытаниях на морозостойкость бетона с $V/C=0,5$ получили критическое значение фактора расстояния 650 мкм.

В работе [5] установлено, что при исследовании морозостойкости бетона в растворе соли удельная поверхность воздушных пор более точно характеризует морозостойкость бетона. Высокая морозостойкость бетона наблюдалась в случаях, когда удельная поверхность пор превышала $1000 \text{ м}^2/\text{м}^3$. Полученный результат объясняется тем, что разрушение бетона происходит при замерзании воды в капиллярах и не происходит при замерзании в воздушных порах. При увеличении удельной поверхности пор большее количество капилляров имеет выход в воздушные поры и меньшее количество капилляров такого выхода не имеет, что в конечном счете повышает морозостойкость бетона.

Проблема усугубляется тем, что концепция Пауэрса была сформулирована достаточно давно, а современные бетоны имеют существенные отличительные структурные особенности.

Рядом авторов предпринимались попытки максимально ускорить оценку морозостойкости бетона по показателям, получаемым без замораживания бетона. Практически все они имеют определенные недостатки:

– зависимость морозостойкости от капиллярной пористости – не учитывает влияния условно замкнутых пор;

– зависимость от объема вовлеченного воздуха – не учитывает структуру воздушных пузырьков;

– условное расстояние между воздушными пора́ми (фактор расстояния) оценивается разными авторами разными величинами;

– «компенсационный фактор» (отношение суммарного объема пор в уплотненной бетонной смеси к объему воды, замерзающей при температуре -20°C) – суммарный объем пор не отражает количества условно замкнутых пор;

– оценка по количеству льда, образующегося при температуре -10°C , не учитывает деформаций при более низкой температуре, которые могут меняться по мере разрушения бетона при последующих циклах.

Наиболее надежная оценка морозостойкости бетона при многократном замораживании и оттаивании получается по изменению массы, остаточных деформаций и прочности бетонных образцов.

Шелушение – субъективная оценка повреждения бетона, не имеющая количественного выражения. Для одних наблюдателей это может означать появление на поверхности мелких частиц песка, не связанных цементным камнем, для других – отделение слоя бетона, заметно уменьшающего сечение образца. Очевидно, что такая оценка не позволяет количественно определить состояние бетона в процессе испытаний. Более надежной оценкой является определение потери массы образца. Такая оценка может быть ориентировочно пересчитана на толщину утраченного слоя бетона. Если принять толщину такого слоя равной 0,5 мм, то для образца размерами $100\times 100\times 100$ мм при равномерном по поверхности разрушении бетона и примерной плотности бетона 2350 кг/м^3 утраченный объем будет равен 30 см^3 , или массе $70,5\text{ г}$, что составляет 1175 г/м^2 . Округляя полученное значение, можно прийти к значению 1500 г/м^2 . Критерий – потеря массы образцов 1500 г/м^2 – указан в немецких нормах при испытании замораживанием и образцов с капиллярным всасыванием 3%-го раствора хлорида натрия. Однако приведенный выше расчет имеет тот недостаток, что в действительности разрушение бетона по поверхности происходит неравномерно. Если потерю массы отнести только к поврежденной поверхности, то глубина повреждения будет получена существенно больше, чем принято выше.

Отсюда следует, что приемлемыми можно считать критерии, находящиеся в связи с физико-механическими свойствами бетона: динамический модуль упругости, скорость распространения ультразвука и деформации образцов.

Критерий потери массы следует рассматривать как недостаточный. Он характеризует разрушение поверхности образца, но не связан с изменением прочности в объеме образца. Следует также заметить, что при испытании образца на сжатие получают усредненное значение для бетонного куба, не учитывая различие прочности во внешних и внутренних слоях бетона.

Если не предусматривается доведение образцов в испытании до критических значений, то истинная морозостойкость бетона остается неизвестной.

Учрежденный в октябре 2018 г. технический комитет RILEM FTC4: «Долговечность и срок службы бетона под воздействием циклов замораживания-оттаивания в сочетании с проникновением хлоридов; кластер В» планирует выпустить крупный обзор литературы в этой области. Для развития отечественной стандартизации необходимо развивать собственные работы по морозостойкости бетона и внести свой вклад в документы, разрабатываемые комитетом RILEM.

Общие выводы и будущие работы

1. Выполненный обзор научно-технической, нормативной и методической литературы показывает, что проблема морозостойкости бетона остается одной из сложнейших в бетоноведении. Она тесно связана с проблемами коррозионной стойкости и технологии бетона. Продолжающиеся исследования, возрастающее разнообразие материалов для приготовления бетона, разработка и практическое применение новых высокоэффективных бетонов, освоение северных территорий ставят новые задачи перед исследователями.

2. Большинство зарубежных стандартов и норм начинаются с описания классов эксплуатации, которые представляют собой характеристику дополнительного воздействия внешней среды, которому будет противостоять конструкция на протяжении всего жизненного цикла.

Выбор класса эксплуатации при проектировании бетонной смеси (бетона) для конструкций, проходящих циклы замораживания-оттаивания, зависит от изменяющихся условий насыщения конструкций, наличия солей-антиобледенителей, сульфатов и других агрессивных сред.

3. Анализ показал, что зарубежные требования к бетону по морозостойкости в определенном диапазоне классов эксплуатации в зависимости от требований к материалам и испытаниям, технологии изготовления бетона, обеспечения контроля качества и приемки-сдачи в разных странах различаются по параметрам, количеству и уровню детализации.

4. В России так называемая марка бетона по морозостойкости в нормах назначается без эмпирического расчета, на основании опыта эксплуатации конструкций для конкретных условий согласно СП 28.13330. Ведущим признаком, по которому назначается марка бетона по морозостойкости, является характер воздействия среды (возможность насыщения бетона водой, наличие в насыщающей воде растворенных солей, температурный режим эксплуатации). Выбор исходных материалов (цемента, заполнителей, добавок), состава бетона (В/Ц, расход цемента, соотношение количества мелкого и крупного заполнителя, воды), технология приготовления, уплотнения, режим твердения бетона и другие факторы влияют на морозостойкость бетона, но не гарантируют получения бетона с заданными свойствами, особенно с высокими марками по морозостойкости. Нельзя однозначно прогнозировать марку бетона по морозостойкости и по косвенным показателям (количеству вовлеченного воздуха, водопоглощению). Именно поэтому во всех случаях марка бетона по морозостойкости должна быть подтверждена испытаниями (в России – по стандарту ГОСТ 10060–2012 «Бетоны. Методы определения морозостойкости»).

5. Разрушение бетона при воздействии значающей температуры представляет собой сложный комплекс физических и химических процессов. Различают поверхностное разрушение бетона, начинающееся с шелушения поверхности, объемное разрушение и сочетание этих видов разрушения. Соответственно этому различают методы, использующие быстрое замораживание бетона под тонким слоем раствора, и методы объемного замораживания образцов. Первые методы оценивают возможность шелушения поверхности бетона, вторые – позволяют определить как шелушение, так и изменение прочности бетона в объеме образцов. Наиболее полную информацию получают в испытаниях с контролем шелушения и изменения прочности бетонных образцов или оценкой показателей, тесно связанных с прочностью бетона: динамического модуля упругости, скорости ультразвука, остаточных деформаций.

Применение быстрых упрощенных косвенных методов оценки морозостойкости бетона – по пористости, водопоглощению, упрочнению бетона в замороженном состоянии, льдистости, деформациям в первом цикле замораживания, по фактору состояния и многим другим – не позволяют надежно оценить марку бетона по морозостойкости. Предложенный более ста лет назад метод многократного замораживания и оттаивания бетона остается в своей основе наиболее надежным методом испытаний. Но

даже прямой метод замораживания и оттаивания образцов не может полностью воспроизвести процессы, происходящие в бетоне при воздействии реальных нестабильных условий эксплуатации бетона в конструкциях. Методы испытаний бетона на морозостойкость остаются приближенными, в большей или меньшей степени отражающими реальные условия службы конструкций.

6. Анализ нормативной документации показал, что основной принцип испытания материалов на морозостойкость в зарубежных странах такой же, как в отечественных стандартах. Различия в методах отдельных стран имеются в основном в продолжительности замораживания-оттаивания, температуре замораживания и отчасти в оценке результатов испытания.

Общим недостатком всех существующих методик является то, что они трудоемки и недостаточно совершенны, поэтому достоверность их результатов применительно к конкретным конструкциям зданий и сооружений в конкретных климатических условиях недостаточно высока. При этом прослеживается тенденция в различии специфики методик различных стран в зависимости от их климатических условий.

7. Понятна потребность строительства в быстрой оценке морозостойкости бетона, следствием чего является разработка многочисленных методов испытаний бетона на морозостойкость. Отчасти проблема решается ускорением испытаний – применением для испытаний раствора хлорида натрия и низкой температуры замораживания. Однако согласно ГОСТ 10060 испытание бетона на марку по морозостойкости F_{2300} при замораживании в 5%-м растворе хлорида натрия и температуре -50°C занимает почти два месяца. Таким образом, остро встает вопрос о разработке ускоренного метода, применение которого необходимо при подборе состава бетона, применении новых материалов и технологий изготовления бетона.

8. В ранних исследованиях морозостойкости [6], когда лишь приступали к нормированию проницаемости бетона, сообщалось, что полное насыщение бетона водой происходит после нескольких циклов замораживания и оттаивания. В настоящее время с применением эффективных водоредуцирующих добавок и активных минеральных добавок изготавливаются бетоны высоких марок по водонепроницаемости – W12 и более. Такие бетоны насыщаются водой весьма медленно, центральная часть образцов может оставаться неводонасыщенной даже к концу испытаний. В результате в испытаниях получают завышенные показатели морозостойкости бетона. Таким образом, необходимо разработать ме-

тод определения морозостойкости высокопрочных, высокоэффективных бетонов, в котором следует предусмотреть доведение образцов в испытании до критических значений. В противном случае истинная морозостойкость высокопрочного бетона останется неизвестной.

9. В нормативных документах и публикациях, как было показано выше, предлагаются различные критерии оценки состояния бетонных образцов:

- изменение прочности при сжатии;
- система баллов в зависимости от внешнего вида образцов после испытаний;
- потеря массы образцов;
- изменение скорости ультразвука;
- изменение динамического модуля упругости;
- остаточные деформации;
- фактор расстояния по Пауэрсу;
- деформации в первом цикле замораживания и др.

10. Наиболее трудным и сложным вопросом в методологии испытания бетона на морозостойкость является переход от оценки его морозостойкости в лабораторных условиях к оценке долговечности конструкций. Сложность оценки морозостойкости бетона усугубляется отсутствием данных по термодинамике и фазовым превращениям влаги в капиллярно-пористом теле, которым является цементный бетон. Отсутствие этих данных не позволяет оценить марку бетона по морозостойкости для конкретных конструкций зданий и сооружений с учетом срока его эксплуатации в различных климатических или технологических условиях.

Влияние климатических параметров на бетон конструкций трудно поддается оценке и прогнозированию, несмотря на то что ряд публикаций посвящен назначению морозостойкости бетонов в зависимости от параметров климата [7, 8].

11. Выполненный анализ нормативных документов и результатов исследований показывает, что ни один из существующих методов определения морозостойкости не воспроизводит практические условия эксплуатации бетона. Полученные данные являются оценочными и позволяют устанавливать приблизительные пределы морозостойкости бетона. В этой связи наиболее полезным и актуальным является совершенствование существующих методов, регламентируемых ГОСТ 10060, и разработка новых, учитывающих специфику работы бетона в конструкциях зданий и сооружений различного назначения.

12. Единого нормативного документа по производству и оценке качества морозостойкого бетона в России не существует. Данный обзор выявил этот очевидный пробел и показал необходимость разработки свода правил на производство и оценку

качества морозостойких бетонов, в котором будут отражены все указанные выше вопросы технологии современных бетонов.

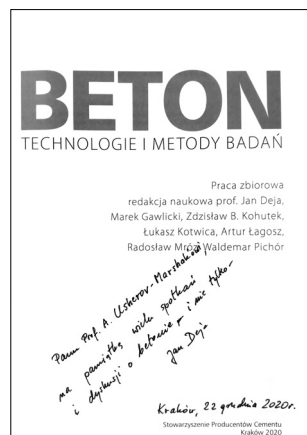
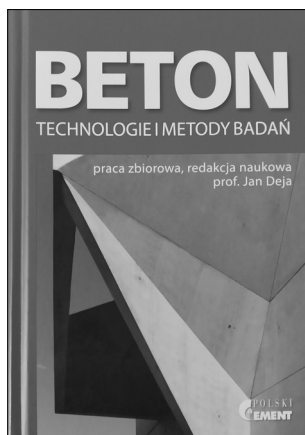
13. С учетом того, что морозостойкость бетона в той или иной степени касается более 75% железобетонных конструкций, применяемых в строительстве, требуется гармонизация отечественных и зарубежных методов, для чего необходимо дооснащение базовых лабораторий современными испытательными приборами и оборудованием.

Список литературы / References

1. Henrichsen A., Laugesen P., Geiker M., Pedersen E.J., Thaulow N. HETEK. Method for test of the frost resistance of high performance concrete, summary and conclusions. *The Danish Road Directorate*, 1997. Report No. 97, pp. 13–16.
2. Hooton R.D. Thirty five years experience with slag cement concrete in North America. *Nordic Concrete Research-2012. Proceedings of Workshop on Durability Aspects of Fly ash and Slag in Concrete*. Oslo, Feb. 2012, 12 pp.
3. Powers T.C. A working hypothesis for further studies of frost resistance of concrete. *Journal of the American concrete institute*. 1945. Vol. 4. No. 16.
4. Pigeon M., Lachance M. Critical air void spacing factors for concretes submitted to slow freeze-thaw cycles. *ACI Journal Proceedings*. 1981. Vol. 78 (4), pp. 282–291.
5. Kværner ASA. Recommendation for slipforming. Project report.
6. Москвин В.М., Капкин М.М., Мазур Б.М., Подвальный А.М. Стойкость бетона и железобетона при отрицательной температуре. М.: Стройиздат, 1967. 132 с.
6. Moskvina V.M., Kapkin M.M., Mazur B.M., Podvalny A.M. Resistance of concrete and reinforced concrete under negative temperature. Moscow: Stroyizdat. 1967. 132 p.
7. Иванов Ф.М., Гладков В.С., Виноградов О.А. Определение морозостойкости бетона ускоренным методом. Л.: Энергия, 1969. 57 с.
7. Ivanov F.M., Gladkov V.S., Vinogradov O.A. Determination of the frost resistance of concrete by the accelerated method. Leningrad: Energiya. 1969. 57 p.
8. Бакланов А.С. Применение железобетонных конструкций транспортных сооружений в суровых климатических условиях. Сб. науч. трудов ЦНИИС. 1974. Вып. 76. С. 14–22.
8. Baklanov A.S. Application of reinforced concrete structures of transport facilities in severe climatic conditions. Collection of scientific works TSNIS. 1974. Vol. 76, pp. 14–22.

А.В. УШЕРОВ-МАРШАК, д-р техн. наук, профессор
Харьковский национальный университет строительства и архитектуры

930 страниц науки о бетоне¹



Бетон в XXI в. окончательно утвердился в качестве основного строительного материала человечества. Неоспоримы преимущества бетона и его возможности в технологическом, экологическом, экономическом и архитектурно-эстетическом направлениях. Строящиеся из бетона наглядно демонстрируют известный архитектурный канон римского архитектора и механика Марка Витрувия Поллиона: *firmitas – utilitas – venustas* (прочность – польза – красота).

Огромный объем научно-технической информации в печатном и электронном вариантах отражает, зачастую фрагментарно, прогресс современного бетоноведения и технологий бетона, в том числе информационных. Успешная попытка обобщить многовековой опыт от римского до самоуплотняющегося бетона предпринята польскими учеными, сотрудниками кафедры технологии строительных материалов Краковской горно-металлургической академии, в монографии «Бетон. Технологии и методы испытаний».

Кафедра базируется на научных традициях, прекрасно оснащена, ее работы имеют международный авторитет в научном и прикладном аспектах. Возглавляет кафедру профессор Ян Дея. Одновременно он руководит техническим бюро и издательством SPC Ассоциации производителей цемента Польши, выпускает популярный научно-технический ежеквартальник «Строительство. Технология. Архитектура». Отдельно отметим регулярные научно-практические конференции «Дни бетона». Юбилейная X конференция в 2018 г. собрала 1060 участников.

Книгу, вернее коллективную монографию, под научной редакцией проф. Я. Дея подготовили сотрудники кафедры. Каждый из восемнадцати разделов книги, написанный одним или двумя компетентными авторами, представляет собой глубоко научный анализ конкретного фрагмента химии и технологии бетона. Дополняют его собственные аналитические и экспериментальные результаты, подтверждая корректность ссылками на нормы EN-206.

На первый взгляд, в книге все традиционно: цемент, заполнители, химические и минеральные добавки, проектирование составов, бетонные смеси и сохранение их свойств, температурный фактор, долговечность, фибробетон, бетоны нового поколения и легкие бетоны. Оригинальны небольшие разделы, посвященные микроструктуре, контактной зоне «заполнитель – цементный камень», взаимосвязи «бетон – окружающая среда». Завершают книгу рассуждения о потенциальных направлениях развития бетона.

Из содержания книги выделим по признакам объема, глубины и полноты изложения разделы:

- цемент: скрупулезно представлены возможные разновидности вяжущих, механизмы их гидратации и процессы твердения (с. 29–192);
- роль заполнителей в формировании свойств бетона (с. 193–254);
- добавки в бетоны и растворы (с. 283–350);
- свойства затвердевшего бетона (с. 585–686).

Менее объемны, что не снижает их значимости и полезности в книге, разделы: минеральные добавки (с. 255–282), уход за бетоном (с. 509–540), реакционно-порошковый бетон (с. 811–815).

В качестве отдельного мнения рецензента приведем ниже несколько замечаний и пожеланий. В ряде разделов книги освещаются калориметрические аспекты в виде ссылок на действующие стандарты. В настоящее время технологическая направленность калориметрии как физико-химического инструмента бетоноведения отражается в новых стандартах. Так, для определения эффективности минеральных добавок в цементы принят стандарт ASTM. Для количественной оценки функциональной совместимости добавок и цементов с помощью калориметрии нами предложена система термокинетических критериев с индексом совместимости. Доклад на эту тему был представлен автором в 2002 г. на 2-й конференции «Дни бетона». Подобный подход используется в фармацевтике при решении проблем персонификации лекарственных средств для человека путем компьютерного вычисления значений практически идентичного индекса селективности действия лекарств. В обобщающем труде хотелось бы видеть больше внимания к проблеме совместимости компонентов в современных цементах и бетонах.

Рецензируемая книга завершила уникальную польскую трилогию научных фолиантов о цементе и бетоне в дополнение к вышедшим ранее пятому изданию классического труда А. Невилля «Свойства бетона» (2012, 931 с.) и монографии В. Курдовски «Химия цемента и бетона» (2010, 726 с.).

В заключение поздравим авторов и научного редактора с большим успехом. Книга вполне может заменить несколько изданий по более узким вопросам бетоноведения. Считаю полезным перевод книги «Бетон. Технологии и методы испытаний» на русский язык.

¹ Beton. Technologie i metody badan / Nayk. red. prof. Jan Deja. SPC, Krakow, 2020. 938 s.

УДК 624.012.3; 624.012.4

С.А. ЗЕНИН, канд. техн. наук (lab01@mail.ru), С.Б. КРЫЛОВ, д-р техн. наук (niizhb_lab8@mail.ru),
Р.Ш. ШАРИПОВ, канд. техн. наук (wander-er1@yandex.ru), О.В. КУДИНОВ, инженер (lab01@mail.ru)

Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона им. А.А. Гвоздева
АО «НИЦ «Строительство» (109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., 6)

К актуализации методики расчета железобетонных конструкций по выносливости

В НИИЖБ им. А.А. Гвоздева была выполнена научно-исследовательская работа (НИР), одной из задач которой ставилось выполнение анализа существующей методики расчета на выносливость в действующем СП 63.13330.2018 с позиций произошедших изменений в нормативно-технической базе за последние годы. Проведенные расчетно-теоретические исследования показали, что имеют место отдельные несовершенства методики расчета отечественных норм, наличие которых является сдерживающим фактором для ее более широкого применения. По результатам исследований был сформулирован состав требований к методике расчета на выносливость, который включает в себя общие положения, требования к расчету, расчет на выносливость и конструктивные требования. В разрезе указанного состава требований были разработаны предложения по дополнению и актуализации методики расчета на выносливость, представленной в СП 63.13330.2018, которые включают в себя соответствующие положения по расчету и конструированию. При разработке предложений были максимально учтены положения методик расчета, изложенных в СНиП 2.03.01–84 и других нормативных документах. Подготовленные предложения по расчету предполагается внести в действующие нормативные документы в качестве одного из возможных вариантов окончательной методики расчета.

Ключевые слова: железобетонные конструкции, методика расчета, предельное состояние, выносливость, ненапрягаемая арматура, напрягаемая арматура, бетон, напряжения, амплитуда напряжений, класс арматуры, конструктивные требования.

Для цитирования: Зенин С.А., Крылов С.Б., Шарипов Р.Ш., Кудинов О.В. К актуализации методики расчета железобетонных конструкций по выносливости // Бетон и железобетон. 2021. № 1 (603). С. 17–22.

S.A. ZENIN, Candidate of Sciences (Engineering) (lab01@mail.ru), S.B. KRYLOV, Doctor of Sciences (Engineering) (niizhb_lab8@mail.ru),
R.Sh. SHARIPOV, Candidate of Sciences (Engineering) (wander-er1@yandex.ru), O.V. KUDINOV, Engineer (lab01@mail.ru)
Research, Design and Technological Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev
“Research and Development Center “Stroitel’stvo” JSC (6, 2nd Institutskaya Street, Moscow, 109428, Russian Federation)

To Update of the Methodology for Calculating Reinforced Concrete Structures for Endurance

The research work (R & D) was carried out at the A.A. Gvozdev Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete, one of the tasks of which was to analyze the existing methodology for calculating endurance in the current SP 63.13330.2018 from the standpoint of the changes in the regulatory and technical base in recent years. The conducted computational and theoretical studies have shown that there are some imperfections in the methodology for calculating domestic standards, the presence of which is a deterrent to its wider application. Based on the results of the research, the composition of the requirements for the endurance calculation method was formulated, which includes general provisions, calculation requirements, endurance calculation and design requirements. In the context of the specified composition of requirements, proposals were developed to supplement and update the methodology for calculating endurance, presented in SP 63.13330.2018, which include the relevant provisions for calculation and design. When developing the proposals, the provisions of the calculation methods set out in SNiP 2.03.01–84 and other regulatory documents were taken into account as much as possible. The prepared calculation proposals are expected to be included in the current regulatory documents as one of the possible options for the final calculation method.

Keywords: reinforced concrete structures, calculation method, limit state, fatigue, reinforcing steel, prestressing steel, concrete, stresses, stress range, reinforcing steel class, detailing requirements.

For citation: Zenin S.A., Krylov S.B., Sharipov R.Sh., Kudinov O.V. To update of the methodology for calculating reinforced concrete structures for endurance. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2021. No. 1 (603), pp. 17–22. (In Russian).

В соответствии с СП 63.13330.2018 и другими нормативными документами [1–7] расчет железобетонных конструкций на выносливость следует выполнять при действии многократно повторяющейся (регулярной) нагрузки. Методика расчета на выносливость была разработана достаточно давно и впервые включена в СНиП II-B.1–62*. Далее методика развивалась и детализировалась вплоть до 1989 г.

Впоследствии предполагалось провести дальнейшие исследования в этом направлении как одним из наиболее важных в области нормирования железобетонных конструкций, а кроме того, разработать самостоятельный свод правил «Бетонные и железобетонные конструкции, подвергающиеся воздействию повторных и динамических нагрузок» (см. Приложение В к СП 52-103–2003 [8]).

В этой связи в 2020 г. по заказу ФАУ ФЦС в НИИЖБ им. А.А. Гвоздева была выполнена научно-исследовательская работа (НИР) [9], одной из задач которой ставилось проведение анализа и совершенствование методики расчета с позиций произошедших изменений в отечественной и зарубежной нормативно-технической базе за последние годы. Основные результаты исследования были изложены в [10–12].

В соответствии с методикой норм проверка сопротивления при расчете на выносливость выполняется отдельно для сжатого бетона и растянутой арматуры. В работе [13] А.А. Гвоздевым и др. определено, что в основу построения существующих методик расчета положены практически единые принципы:

- действующие максимальные и минимальные напряжения в бетоне и арматуре железобетонных элементов определяют исходя из гипотезы плоских сечений и линейного закона изменений напряжений в бетоне, а работу бетона на растяжение, как правило, не учитывают;
- максимальные напряжения в арматуре и бетоне не должны превосходить соответствующие расчетные сопротивления, определяемые по ограниченному пределу выносливости этих материалов;
- расчетные сопротивления устанавливают в зависимости от режима нагрузок, характеризуемого коэффициентом асимметрии цикла и вида материала – бетона и арматуры (ее класса).

В источнике [13] также отмечается, что в нормах значение расчетного сопротивления арматуры не дифференцировалось в зависимости от числа циклов нагружения конструкций (принималась единая база 2×10^6 циклов). При этом было отмечено, что имеется ряд железобетонных конструкций, для которых заведомо известно, что повторные загрузки либо никогда не достигают 2×10^6 циклов, либо составляют существенно большее значение (10^7 – 10^8 циклов).

В работе [9] было выполнено сопоставление основных положений существующих методик расчета с методиками расчета, принятыми в нормах ряда зарубежных стран. В результате было установлено, что подходы отечественных и зарубежных норм [14, 18] имеют следующие общие положения:

- расчет выполняют как по растянутой арматуре, так и по сжатому бетону;
- расчет выполняют как по нормальным, так и по наклонным сечениям;
- максимальные и минимальные напряжения в бетоне и арматуре железобетонных элементов определяют исходя из гипотезы плоских сечений;
- учитывают работу сварных соединений арматуры.

Основные отличия российских нормативных документов от зарубежных состоят в следующем:

- в отечественных нормах расчет выносливости наклонных сечений по сжатому бетону не выполняется;

– расчет по растянутому бетону в отечественных нормах не выполняют;

- расчеты выполняют по различным методикам: по российским методикам максимальные напряжения в арматуре и бетоне не должны превосходить соответствующие расчетные сопротивления, определяемые по ограниченному пределу выносливости этих материалов, а в основных зарубежных стандартах в качестве основного критерия для арматуры принимают амплитуду напряжений (разница между максимальным и минимальным напряжениями в цикле);
- по российским методикам класс арматуры учитывают в расчетах на выносливость, а в зарубежных методиках влияние класса (прочности) арматуры не рассматривают.

Проведенные в [9] расчетно-теоретические исследования показали некоторые несовершенства существующей методики расчета отечественных норм в сравнении с иностранными методиками, прежде всего с нормами Еврокода 2. К ним можно отнести отсутствие расчетных положений по учету работы новых классов арматуры, появившихся в последнее время (A500, A600, K1550–K1900), невозможность проектирования конструкций на разное число циклов нагрузки. Кроме того, в отечественных методиках не рассматривается влияние широко применяемых в проектировании конструктивных решений армирования с использованием гнутых стержней и бессварных соединений ненапрягаемой и напрягаемой арматуры. В основных зарубежных нормах проектирования такие конструктивные решения армирования учитывают.

С целью исключения выявленных несовершенств были составлены соответствующие предложения для проектирования железобетонных конструкций на выносливость. Так, был сформулирован состав требований к методике расчета на выносливость, который включает в себя общие положения, требования к расчету, расчет на выносливость и конструктивные требования. В соответствии с составом требований были подготовлены предложения по расчету и конструированию, которые стали основой для разработки актуализированной методики расчета на выносливость.

Методика была дополнена новыми положениями расчета по растянутой арматуре и некоторыми другими положениями. При актуализации были максимально сохранены и учтены другие положения существующих методик расчета отечественных норм. В частности, были сохранены прежний подход к определению действующих напряжений в бетоне и арматуре, а также ранее принятые принципиальные подходы к расчету по нормальным и наклонным сечениям. Дополненная новыми положениями актуализированная методика расчета на выносливость содержит четыре самостоятельных раздела (общие

положения, требования к расчету, расчет на выносливость, конструктивные требования).

Рассмотрим подробнее основное содержание каждого раздела актуализированной методики.

Раздел «Общие положения»

В этом разделе раскрываются основные виды железобетонных конструкций, которые испытывают воздействие многократно повторяющихся нагрузок (конструкции технологических линий предприятий металлургической, машиностроительной и других отраслей промышленности, отдельные несущие элементы конструктивных систем жилых и общественных зданий и т. д.). Оговаривается, что расчет на выносливость в соответствии с данной методикой выполняют для конструкций зданий и сооружений, область применения которых определена в СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

Указывается, что для установления необходимости расчета на выносливость выполняют оценку количества циклов повторения нагрузки в расчетный срок службы конструкций. Количество циклов нагрузки следует принимать по технологическим требованиям эксплуатации конструкций, а расчет на выносливость выполняют для циклов нагрузки, количество которых в течение расчетного срока службы конструкций составляет 10^4 – 10^8 [10].

Раздел «Требования к расчету»

Отмечается, что расчет по предельному состоянию по выносливости должен предупреждать разрушение конструкций, находящихся под воздействием многократно повторяющейся нагрузки (подвижной или пульсирующей). Расчеты должны обеспечивать надежность конструкций зданий или сооружений в течение всего срока их службы в соответствии с требованиями, предъявляемыми к ним.

Поясняется, что расчеты по выносливости железобетонных конструкций следует производить из условия, по которому напряжения в бетоне и арматуре от действия многократно повторяющейся нагрузки с учетом начального напряженного состояния (предварительное напряжение, температурные и другие воздействия) не должны превышать соответствующие предельные значения, установленные настоящей методикой. Указывается на то, что расчеты железобетонных конструкций следует производить на все виды нагрузок, отвечающих функциональному назначению зданий и сооружений, с учетом воздействия многократно повторяющейся нагрузки (подвижной или пульсирующей). В расчетах следует учитывать проектное число циклов многократно повторяющейся нагрузки, которое воспримут конструкции здания или сооружения за расчетный срок эксплуатации.

Отмечается, что расчет на выносливость производят при действии нагрузок, принимаемых с коэффициентом надежности по нагрузке, равным единице (т. е. на действие нормативных нагрузок) с учетом в необходимых случаях коэффициентов динамичности, а также требований для вертикальных подвижных нагрузок, которые устанавливают в соответствии с указаниями СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

Раздел «Расчет на выносливость»

Раздел содержит следующие подразделы:

1. Основные положения.
2. Определение напряжений в бетоне и арматуре.
3. Расчет по нормальным сечениям.
4. Расчет по наклонным сечениям.

В подразделе «Основные положения» устанавливается, что расчет железобетонных элементов по выносливости производится по сжатому бетону и по растянутой арматуре для:

- нормальных сечений (при действии изгибающих моментов и продольных сил) – по максимальным напряжениям в бетоне и арматуре, а также по амплитудам напряжений в продольной арматуре;
- наклонных сечений (при действии поперечных сил) – по максимальным напряжениям и амплитудам напряжений в поперечной арматуре.

Расчет железобетонных элементов по сжатому бетону производится путем сравнения максимальных сжимающих напряжений с соответствующими расчетными сопротивлениями, умноженными на коэффициенты условий работы по бетону. Расчетные сопротивления бетона по выносливости определяются с учетом асимметрии циклов нагружений и классов бетона по прочности при сжатии. Асимметрия циклов нагружений характеризуется отношением минимальных и максимальных напряжений в бетоне и арматуре в пределах цикла изменения нагрузки.

В части расчета на выносливость по растянутой арматуре было предложено принять нормирование по максимальным напряжениям и амплитудам напряжений в пределах цикла нагрузки. Максимальные напряжения не должны превышать расчетных сопротивлений арматуры. Согласно расчету по амплитудам напряжений, они не должны превосходить установленные предельные значения, которые могут быть восприняты арматурой. Амплитуду напряжений в растянутой арматуре вычисляют как разницу между максимальным $\sigma_{s,max}$ и минимальным $\sigma_{s,min}$ напряжениями в пределах цикла нагрузки.

По данным исследований, обобщенных в [16, 18], класс арматуры не оказывает существенного влияния на ее выносливость. Поэтому использование в расчетах данных по предельным амплитудам напряжений позволит выполнять расчеты выносливости для конструкций с различными классами арматуры, в

том числе и с теми классами, которые ранее не были нормированы в СНиП 2.03.01–84.

В методике отмечается, что расчет железобетонных конструкций на выносливость производят по напряжениям, вычисленным от внешних воздействий в конструкциях и образуемых ими системах зданий и сооружений как для упругого тела по формулам сопротивления материалов с учетом неупругих деформаций бетона вследствие виброползучести в сжатой зоне бетона и возможного образования трещин в растянутой зоне бетона.

Подраздел «Определение напряжений в бетоне и арматуре» практически без изменений повторяет соответствующий раздел методики расчета, который был приведен в Пособии [4].

В подразделе «Расчет по нормальным сечениям» указывается, что расчет на выносливость сечений, нормальных к продольной оси элементов, должен производиться из условий:

а) для сжатого бетона:

$$\sigma_{b,max} \leq R_b, \quad (1)$$

где $\sigma_{b,max}$ – максимальное нормальное напряжение в сжатом бетоне; R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию, принимаемое по табл. 6.8 СП 63.13330 и умноженное на коэффициент условий работы γ_{b6} ;

б) для растянутой арматуры:

$$\sigma_{s,max} \leq R_s, \quad (2)$$

где $\sigma_{s,max}$ – максимальное напряжение в растянутой арматуре; R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению, принимаемое по табл. 6.14 СП 63.13330;

$$\Delta\sigma_{sf} \leq \Delta\sigma_{sfu}, \quad (3)$$

где $\Delta\sigma_{sfu}$ – предельная амплитуда напряжений в растянутой арматуре, которую определяют для обычной и предварительно напряженной арматуры по табл. 1 и 2 соответственно; $\Delta\sigma_{sf}$ – амплитуда напряжений в растянутой продольной арматуре в пределах цикла изменения нагрузки.

Амплитуду напряжений $\Delta\sigma_{sf}$ определяют по формуле:

$$\Delta\sigma_{sf} = \sigma_{s,max} - \sigma_{s,min}. \quad (4)$$

Если

$$\Delta\sigma_{sfu} > R_s - \sigma_{s,min}, \quad (5)$$

то принимают:

$$\Delta\sigma_{sfu} = R_s - \sigma_{s,min}. \quad (6)$$

В части расчета по сжато-растянутому бетону были сохранены соответствующие положения методики расчета, которая была приведена в СНиП 2.03.01–84 [3] и Пособии [4].

В подразделе «Расчет по наклонным сечениям» предписывается, что расчет по выносливости для сечений, наклонных к продольной оси элемента, должен производиться из условия, что равнодействующая главных растягивающих напряжений, действующих на уровне центра тяжести приведенного сечения (с учетом их максимальных и минимальных значений), должна быть полностью воспринята поперечной арматурой.

Таблица 1
Table 1

Предельные значения амплитуд напряжений $\Delta\sigma_{sfu}$ для ненапрягаемой арматуры
Limit values of stress range $\Delta\sigma_{sfu}$ for reinforcing steel

Арматура	Количество циклов нагрузки									
	10 ⁴	5×10 ⁴	10 ⁵	5×10 ⁵	10 ⁶	2×10 ⁶	5×10 ⁶	10 ⁷	5×10 ⁷	10 ⁸
Прямые и гнутые ($k_b \geq 25$) стержни	345	250	215	155	135	125	110	105	90	80
Гнутые стержни ($k_b = 5$)	165	120	105	75	65	60	55	50	40	35
Сварные соединения	345	250	215	130	105	85	60	45	35	30
Соединения стержней внахлестку без сварки и механическими устройствами	290	170	125	80	65	50	35	30	20	20

Примечания:
1. Для гнутой арматуры при соотношении диаметров оправки D и арматуры d_s ($k_b = D/d_s$) в интервале от 5 до 25 предельную амплитуду напряжений принимают по линейной интерполяции между данными п. 1 и п. 2.
2. Для промежуточных значений числа циклов нагрузки амплитуду принимают по линейной интерполяции.
3. Сварные соединения арматуры принимают по ГОСТ 14098 следующих типов: крестообразные типа К1-Кт и стыковые типов С1-Ко, при отношении диаметров стержней, равном 1. Для сварных соединений типов С5-Мф, С7-Рв, С8-Мф, С10-Рв предельную амплитуду снижают на 50%.

Таблица 2
Table 2

Предельные амплитуды напряжений $\Delta\sigma_{sfu}$ для напрягаемой арматуры
Limit values of stress range $\Delta\sigma_{sfu}$ for prestressing steel

Арматура	Количество циклов нагрузки									
	10 ⁴	5×10 ⁴	10 ⁵	5×10 ⁵	10 ⁶	2×10 ⁶	5×10 ⁶	10 ⁷	5×10 ⁷	10 ⁸
С натяжением на упоры	390	285	245	175	155	145	130	120	100	95
С натяжением на бетон	Криволинейная в пластиковых каналах и прямолинейная									
	320	230	200	145	125	115	105	100	85	80
	Криволинейная в стальных каналах									
	255	180	160	110	100	90	80	70	55	50
Соединения арматуры механическими устройствами										
170 120 105 75 65 55 45 40 30 25										

Примечания:
1. Для конструкций с натяжением на бетон одиночных арматурных канатов величину $\Delta\sigma_{sfu}$ принимают по п. 1.
2. Для стержневой предварительно напряженной арматуры предельные амплитуды напряжений принимают по п. 1 табл. 1.
3. Для промежуточных значений числа циклов нагрузки величину амплитуды принимают по линейной интерполяции.

При этом максимальные напряжения в поперечной арматуре должны удовлетворять условию:

$$\sigma_{sw,max} \leq R_{sw}, \quad (7)$$

где $\sigma_{sw,max}$ – максимальное напряжение в поперечной арматуре; R_{sw} – расчетное сопротивление арматуры растяжению, принимаемое по табл. 6.15 СП 63.13330.

Одновременно амплитуда напряжений в поперечной арматуре должна удовлетворять условию:

$$\Delta\sigma_{sfw} \leq \Delta\sigma_{sfu}, \quad (8)$$

где $\Delta\sigma_{sfu}$ – предельная амплитуда напряжений в растянутой поперечной арматуре, которую определяют по п.п. 2 и 3 табл. 1 в зависимости от принимаемого конструктивного решения поперечного армирования (сварные сетки или вязанные хомуты из гнутой арматуры); $\Delta\sigma_{sfw}$ – амплитуда напряжений в растянутой поперечной арматуре в пределах цикла изменения нагрузки.

Отмечается, что амплитуду напряжений $\Delta\sigma_{sw}$ в поперечной арматуре определяют по формуле:

$$\Delta\sigma_{sfw} = \sigma_{sw,max} - \sigma_{sw,min}. \quad (9)$$

Если

$$\Delta\sigma_{sfu} > R_{sw} - \sigma_{sw,min}, \quad (10)$$

то принимают:

$$\Delta\sigma_{sfu} = R_{sw} - \sigma_{sw,min}. \quad (11)$$

Значения максимальных и минимальных напряжений в поперечной арматуре определяют по формулам:

$$\sigma_{sw,max} = \frac{\sigma_{mt,max} \cdot A_{sw}}{b \cdot s}; \quad (12)$$

$$\sigma_{sw,min} = \frac{\sigma_{mt,min} \cdot A_{sw}}{b \cdot s}, \quad (13)$$

где $\sigma_{mt,max}$ и $\sigma_{mt,min}$ – главное растягивающее напряжение (соответственно максимальное и минимальное значения) на уровне центра тяжести приведенного сечения; A_{sw} , s – площадь поперечного сечения и шаг поперечной арматуры; b – ширина поперечного сечения конструкции.

Список литературы

1. СНиП II-B.1–62*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. М.: Стройиздат, 1962. 101 с.
2. СНиП II-21–75. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. М.: Стройиздат, 1976. 89 с.
3. СНиП 2.03.01.84*. Бетонные и железобетонные конструкции. М.: Госстрой СССР, 1989. 84 с.
4. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01–84). М.: ЦНИИПромзданий, 1984. 341 с.

Раздел: «Конструктивные требования»

В данном разделе содержится ряд конструктивных требований, которые учитывают в проектировании. В частности, указывается, что при проектировании железобетонных конструкций следует предусматривать соответствующие конструктивные и технологические мероприятия (нанесение защитных составов на поверхность, укрытие непроницаемыми пленками и др.), препятствующие водонасыщению, а также пропитке минеральными маслами или другими жидкостями бетона, в результате воздействия которых выносливость бетона снижается. Отмечается, что арматура для железобетонных конструкций, которые подвергаются воздействию многократно повторяющейся нагрузки, должна удовлетворять требованиям по выносливости, которые приведены в соответствующих стандартах на арматуру. В разделе приведены и другие конструктивные требования.

Выводы

1. По результатам проведенной НИР разработаны предложения для расчета железобетонных конструкций на выносливость, которые были включены в актуализируемую методику расчета. Кроме того, в методику были внесены необходимые конструктивные требования. При разработке методики были сохранены положения методики расчета СНиП 2.03.01–84 в части определения действующих напряжений в бетоне и арматуре, а также принципиальные положения расчета по нормальным (по сжатому бетону) и наклонным сечениям.

2. Результаты проведенных расчетно-теоретических исследований показывают, что актуализируемая методика расчета позволяет проектировать конструкции с учетом разного числа циклов нагрузки, с различными классами арматуры и конструктивными решениями армирования.

3. Представленная актуализированная методика расчета на выносливость может быть рассмотрена в качестве одного из возможных вариантов, который после соответствующей доработки предполагается включить в нормативные документы по проектированию железобетонных конструкций.

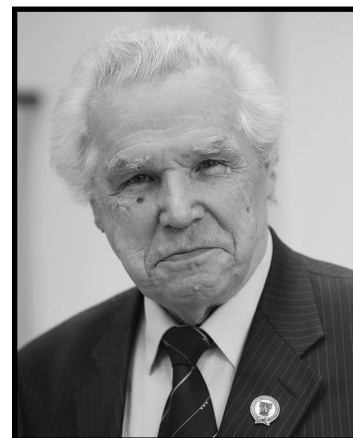
References

1. SNiP II-V.1–62*. Concrete and reinforced concrete structures. Design standard. Moscow: Stroyizdat. 1962. 101 p. (In Russian).
2. SNiP 11-21–75. Concrete and reinforced concrete structures. Design standard. Moscow: Stroyizdat. 1976. 89 p. (In Russian).
3. SNiP 2.03.01.84*. Concrete and reinforced concrete structures. Moscow: Gosstroy of Russia. 1989. 84 p. (In Russian).
4. Manual for the design of prestressed concrete structures made of normal-weight and lightweight concrete (for SNiP 2.03.01–84). Moscow: TSNIIPromzdaniy. 1984. 341 p. (In Russian).

5. СП 35.13330.2012. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03–84*. М.: Минстрой России, 2012. 214 с.
6. СП 41.13330.2011. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.06.08–87. М.: Минстрой России, 2012. 73 с.
7. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М.: Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, 2018. 124 с.
8. СНиП 52-01–2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М.: Госстрой России, 2003. 39 с.
9. НИР «Проведение исследований с разработкой состава требований к методике расчета железобетонных конструкций при действии многократно повторяющейся нагрузки и подготовка предложений по включению расчетов по предельному состоянию по выносливости в действующий нормативный документ». М.: ФАУ ФЦС, 2020. 216 с.
10. Шарипов Р.Ш., Волков Ю.С., Зенин С.А., Крылов С.Б. К вопросу разработки требований к методике расчета железобетонных конструкций при действии многократно повторяющейся нагрузки // *Бюллетень строительной техники*. 2020. № 7. С. 53–56.
11. Шарипов Р.Ш., Зенин С.А., Крылов С.Б., Волков Ю.С. Оценка методов расчета железобетонных конструкций для предельного состояния по усталости // *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2020. № 4 (27). С. 148–159.
12. Крылов С.Б., Зенин С.А., Шарипов Р.Ш., Волков Ю.С., Цигулев А.О. Определение напряжений в арматуре железобетонных конструкций для расчета по предельному состоянию по усталости // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2020. № 5 (292). С. 4–11.
13. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / Под ред. А.А. Гвоздева. М.: Стройиздат, 1978. 200 с.
14. European committee for standardisation. EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1, General rules and rules for buildings.
15. FIB Model Code for concrete structures 2010. International Federation for Structural Concrete (fib) Lausanne. Switzerland, 2013.
16. CEB Bulletin 188 «Fatigue of concrete structures. State-of-the-Art Report», CEB, Lausanne. Switzerland, 1988.
17. ACI Committee 318, «Building Code Requirements for Reinforced Concrete», (ACI 318-14), American Concrete Institute, Detroit, 2014.
18. ACI 215R-97 Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading (Revised 1992/Reapproved 1997).
5. SP 35.13330.2012. Bridges and pipes. Updated version of SNiP 2.05.03–84*. Moscow: Ministry of Russia. 2012. 214 p. (In Russian).
6. SP 41.13330.2011. Concrete and reinforced concrete structures of hydraulic structures. Updated version of SNiP 2.06.08–87. Moscow: Ministry of Russia. 2012. 73 p. (In Russian).
7. SP 63.13330.2018. Concrete and reinforced concrete structures. General rules. Moscow: Ministry of Russia. 2018. 124 p. (In Russian).
8. SNiP 52-01–2003. Concrete and reinforced concrete structures. General rules. Moscow: Gosstroy of Russia. 2003. 39 p. (In Russian).
9. Research work «Conducting research with the development of the composition of the requirements for the method of calculating reinforced concrete structures under the action of repeated loads and preparing proposals for the inclusion of calculations for the limit state of endurance in the current regulatory document». Moscow: FAU FTS, 2020. 216 p. (In Russian).
10. Sharipov R.Sh., Volkov Yu.S., Zenin S.A., Krylov S.B. On the issue of developing requirements for the method of calculating reinforced concrete structures under the action of repeatedly repeated loads. *Bulleten stroitel'noy tekhniki*. 2020. No. 7, pp. 53–56. (In Russian).
11. Sharipov R.Sh., Zenin S.A., Krylov S.B., Volkov Yu.S. Evaluation of methods for calculating reinforced concrete structures for the ultimate state of fatigue. *Vestnik NITS «Stroitelstvo»*. 2020. No. 4 (27), pp. 148–159. (In Russian).
12. Krylov S.B., Zenin S.A., Sharipov R.Sh., Volkov Yu.S., Tsigulev A.O. Determination of stresses in the reinforcement of reinforced concrete structures for calculating the limit state for fatigue. *Stroitel'naya mehanika i raschet sooruzheniy*. 2020. No. 5 (292), pp. 4–11. (In Russian).
13. Novoe v proektirovanii betonnykh i zhelezobetonnykh konstruktssii / Pod red. A.A. Gvozdeva [New developments in the design of concrete and reinforced concrete structures. Edited by A.A. Gvozdev]. Moscow: Stroyizdat. 1978. 201 p.
14. European committee for standartisation. EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1, General rules and rules for buildings.
15. FIB Model Code for concrete structures 2010. International Federation for Structural Concrete (fib) Lausanne, Switzerland. 2013.
16. CEB Bulletin 188 «Fatigue of concrete structures. State-of-the-Art Report», CEB, Lausanne, Switzerland. 1988.
17. ACI Committee 318, «Building Code Requirements for Reinforced Concrete», (ACI 318-14), American Concrete Institute, Detroit. 2014.
18. ACI 215R-97 Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading (Revised 1992/Reapproved 1997).

Памяти Юрия Михайловича БАЖЕНОВА

(25.03.1930—13.12.2020)



13 декабря 2020 г. ушел из жизни Юрий Михайлович Баженов – выдающийся ученый-материаловед, академик РААСН и РИА, заслуженный деятель науки Российской Федерации, почетный строитель России, Москвы и Московской области, президент Международной ассоциации ученых и специалистов в области строительного материаловедения, почетный профессор Белгородского технологического университета им. В.Г. Шухова, почетный доктор Веймарской высшей школы по архитектуре и строительству (Германия), председатель специализированного диссертационного совета НИУ МГСУ по строительным материалам, изделиям и строительному материаловедению, член редколлегий ведущих научных журналов по строительству и строительному материаловедению, профессор, доктор технических наук, в течение многих лет руководивший кафедрой технологии вяжущих веществ и бетонов МГСУ.

Юрий Михайлович Баженов – основатель научной школы, решающей задачи современного бетоноведения и технологии строительных композитов гидратационного твердения. Значителен его вклад в создание новых видов бетонов различного назначения, обладающих уникальными эксплуатационными показателями, в развитие теории проектирования и прогнозирования их свойств, в разработку современных методов испытаний строительных материалов.

Ю.М. Баженов родился 25 марта 1930 г. в Москве, в семье военнослужащего. В 1954 г. окончил инженерно-строительный факультет Военно-инженерной академии им. В.В. Куйбышева и получил назначение на Северный флот ВМФ России, где строил оборонные объекты для укрепления безопасности нашей Родины. В 1960–1970-е гг. продолжил службу в Военно-инженерной академии им. В.В. Куйбышева на различных научных и педагогических должностях. В 1960 г. Юрий Михайлович защитил диссертацию на соискание ученой степени кандидата, в 1965 г. – доктора технических наук. Полжизни отдал Ю.М. Баженов Московскому государственному строительному университету,

где с 1975 г. заведовал кафедрой технологии вяжущих веществ и бетонов.

Работая в МИСИ им. В.В. Куйбышева – НИУ МГСУ, Ю.М. Баженов вел большую работу по подготовке профессиональных, научных и педагогических кадров, высококвалифицированных специалистов, которые успешно работают во многих ведущих организациях строительной отрасли в различных регионах России, бывших союзных республиках и в ряде зарубежных стран. Он активно участвовал в становлении системы послевузовского профессионального образования строительных кадров. Подготовил 12 докторов и 65 кандидатов технических наук. Результаты научно-исследовательских работ, выполненных под руководством Ю.М. Баженова, широко внедрены в современное строительство и получили признание на многих международных и российских научных конгрессах и конференциях.

За время работы в МИСИ–МГСУ Юрием Михайловичем опубликовано 250 фундаментальных научных трудов, 60 изобретений, 35 монографий, учебников и учебных пособий, которые широко используются как в учебном процессе многих российских строительных вузов и вузов ближнего зарубежья, так и в среде специалистов строительной индустрии.

Добросовестный и плодотворный труд Юрия Михайловича на благо строительной науки признан и высоко оценен Правительством СССР и Российской Федерации, а также профессиональным сообществом – он лауреат премий Совета Министров СССР и Правительства Российской Федерации в области науки и техники, награжден орденами «Знак Почета» и «Инженерная слава», одиннадцатью медалями, многими почетными грамотами и знаками.

Светлая память о Юрии Михайловиче Баженове, выдающемся ученом, талантливом организаторе науки, благожелательном, внимательном и чутком к проблемам других человеке навсегда сохранится в памяти коллег и многочисленных учеников.

Редколлегия журнала «Бетон и железобетон»

УДК 693.554.1

В.В. ДЬЯЧКОВ, канд. техн. наук (d_vv@mail.ru), зам. руководителя Центра № 3

Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона им. А.А. Гвоздева
АО «НИЦ «Строительство» (109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., 6)

Методика расчета параметров резьбы и геометрических размеров соединительных муфт механических соединений арматуры

Приведена методика расчета геометрических размеров муфт, а также параметров накатанной и нарезанной цилиндрической резьбы механических соединений арматуры. Методика расчета позволяет выполнять подбор геометрических размеров соединительных муфт из разных марок сталей для соединения арматуры различных классов прочности. Рассматривается методика расчета, позволяющая выполнять подбор параметров механических соединений арматуры как с накатанной, так и с нарезанной резьбой, которые принципиально отличаются друг от друга по способу изготовления. В основе методики лежат принципы расчета на прочность резьбового стержня с гайкой, нагруженных осевой силой, что отражено в расчетной схеме усилий для определения длины соединительной муфты и параметров резьбы концов арматуры. Методика расчета состоит из определения расчетного диаметра накатанной или нарезанной резьбы арматурного стержня и подбора параметров по ГОСТ 24705–2004. Длина соединительной муфты определяется по напряжениям среза и смятия. Наружный диаметр муфт определяется с учетом коэффициента запаса по нагрузке, который учитывает фактическую прочность арматуры. По результатам расчета предложена формула определения диаметра штампа для высадки концов арматурных стержней перед выполнением нарезки резьбы. Сравнение результатов расчета, полученных по предлагаемой методике, с параметрами механических соединений арматуры с нарезанной и накатанной резьбой известных и апробированных производителей показало удовлетворительную сходимость. Статья будет полезна для инженеров-проектировщиков и производителей механических соединений арматуры.

Ключевые слова: механическое соединение арматуры, соединительная муфта, накатанная и нарезанная резьба.

Для цитирования: Дьячков В.В. Методика расчета параметров резьбы и геометрических размеров соединительных муфт механических соединений арматуры // Бетон и железобетон. 2021. № 1 (603). С. 24–29.

V.V. DYACHKOV, Candidate of Sciences (Engineering) (d_vv@mail.ru). Deputy Head of the Centre № 3
Research, Design and Technological Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev
“Research and Development Center “Stroitel’stvo” JSC (6, 2nd Institutskaya Street, Moscow, 109428, Russian Federation)

Method of Calculating the Parameters of the Thread and the Geometric Dimensions of the Couplings of the Mechanical Splices of the Reinforcement Bars

The method of calculating the geometric dimensions of the couplings, as well as the parameters of the rolled and cut cylindrical threads of the mechanical splices of the reinforcement bars is given. The calculation method allows you to select the geometric dimensions of connecting couplings made of different grades of steel for connecting reinforcement bars of different strength classes. The article discusses the calculation method that allows you to select the parameters of mechanical splices of reinforcement bars with both rolled and cut threads, which are fundamentally different from each other in terms of manufacturing method. The methodology is based on the principles of calculating the strength of a threaded rod with a nut loaded with an axial force, which is reflected in the design scheme of forces for determining the length of the coupling and the parameters of the thread of the ends of the reinforcement bars. The calculation method consists of determining the calculated diameter of the rolled or cut thread of the reinforcing bar and selecting the parameters according to GOST 24705–2004. The length of the coupling is determined by the shear and crease stresses. The outer diameter of the couplings is determined by taking into account the safety factor for the load, which takes into account the actual strength of the reinforcement bars. Based on the results of the calculation, a formula for determining the diameter of the stamp for the stamping of the end of the reinforcement bars before performing thread cutting is proposed. Comparison of the calculation results obtained by the proposed method with the parameters of mechanical connections of reinforcement bars with cut and rolled threads of known and approved manufacturers showed satisfactory convergence. The article will be useful for engineers, designers and manufacturers of mechanical connections of the reinforcement bars.

Keywords: mechanical connection of reinforcement bars, coupling, rolled and cutting threads.

For citation: Dyachkov V.V. Method of calculating the parameters of the thread and the geometric dimensions of the couplings of the mechanical splices of the reinforcement bars. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2021. No. 1 (603), pp. 24–29. (In Russian).

За последние 10–15 лет применение механических соединений арматуры практически полностью вытеснило сварные соединения и соединения арматуры внахлест диаметром 32–40 мм. Проектиров-

щики и строители все чаще принимают решение в пользу механического соединения арматуры, так как это приводит к увеличению темпов строительства и некоторой экономии арматуры [1–3]. В какой-то

мере этому способствовало развитие нормативной базы, в частности в 2018 г. вышел ГОСТ 34278–2017 (NEQ ISO 15835), определяющий требования к механическим соединениям арматуры; также выпущены Приложения к СП 63.13330 и методическое пособие по применению таких соединений арматуры в железобетонных конструкциях.

Согласно СП 63.13330.2018 механическое соединение арматуры представляет собой узел, состоящий из двух предварительно обработанных арматурных стержней и соединительной муфты, несущая способность которой должна быть такой же, как и у стыкуемых стержней, при этом концы стыкуемых стержней следует заводить на требуемую длину в муфту, определяемую расчетом или опытным путем. Указания по расчету, представленные в данной статье, выполнены на основе анализа опытных данных и нормативно-технических документов как резьбовых механических соединений арматуры в целом, так и резьбы в частности [4–12] и могут быть полезны специалистам, занимающимся проектированием ж/б конструкций, и производителям механических соединений арматуры.

Схема усилий для расчета длины соединительной муфты и параметров цилиндрической резьбы концов арматуры приведена на рис. 1.

Резьба на концах арматурных стержней является концентратором напряжений, что может влиять на несущую способность механического соединения в целом. Для устранения этого недостатка применяют два способа нанесения резьбы:

– накатка с помощью резьбонакатных роликов, в результате чего происходит упрочнение поверхностных слоев арматурного стержня, что компенсирует некоторое уменьшение сечения арматуры. К примеру, сравнение нарезанной и накатанной резьбы показало, что прочность на растяжение последней выше на 10–15% [13, 14];

– нарезка резьбы на концах арматуры, высаженных в холодном состоянии, что компенсирует уменьшение диаметра тела арматуры при нарезке резьбы [15].

Для назначения параметров накатанной резьбы концов арматуры необходимо определить минимально допустимое значение расчетного диаметра d_p^* резьбы арматуры из условия:

$$\sigma_B \cdot A_s = 1,15 \cdot \sigma_B \cdot A_{s,th}, \quad (1)$$

где σ_B – нормативное значение временного сопротивления арматуры, Н/мм², по нормативным документам на производство; A_s – площадь арматуры, мм²; 1,15 – коэффициент, учитывающий упрочнение поверхностного слоя арматуры при накатке (механические соединения с накатанной резьбой), принят из

опытных данных; $A_{s,th}$ – площадь сечения арматуры с резьбой, мм².

Отсюда значение расчетного диаметра d_{th}^* накатанной резьбы арматуры определяется по формуле:

$$d_{th}^* = \sqrt{\frac{4 \cdot A_s}{1,15 \cdot \pi}}, \quad (2)$$

Подбор параметров резьбы концов арматуры выполняют из условия:

$$d_{th} = \frac{(d_2 + d_3)}{2} \geq d_{th}^*, \quad (3)$$

где d_2 и d_3 – средний и внутренний диаметры по дну впадины резьбы арматуры, соответственно принимаются по ГОСТ 24705–2004.

Длина соединительной муфты и соответственно резьбы на концах арматуры определяется из условия прочности витка резьбы по напряжениям смятия и среза.

Механические свойства материала муфты обычно равны или превышают свойства арматуры и площадь среза витков соединительной муфты выше арматуры, поэтому расчет резьбы по напряжениям смятия и среза необходимо выполнять только для арматуры.

Расчет прочности резьбы арматуры по напряжениям среза производят из условия:

$$\tau_{cut} = \frac{1,5 \cdot \sigma_B \cdot A_s}{A_{cut} \cdot k_m \cdot k_p} \leq \tau_{cut,ult}, \quad (4)$$

где τ_{cut} – расчетные значения напряжения среза витков резьбы арматуры, Н/мм²; $\tau_{cut,ult}$ – предельно допустимые напряжения среза витков резьбы арматуры, Н/мм²; A_{cut} – площадь среза витков резьбы, мм²; k_m – коэффициент неравномерности распределения нагрузки между витками резьбы, принимается равным 0,6–0,7, чем больше шаг резьбы, тем больше принимается значение; k_p – коэффициент полноты резьбы, для треугольной резьбы принимается 0,87.

Принимая $\tau_{cut,ult} = 0,6 \cdot \sigma_{T(0,2)}$, получаем:

$$\frac{1,5 \cdot \sigma_B \cdot A_s}{A_{cut} \cdot k_m \cdot k_p} = 0,6 \cdot \sigma_{T(0,2)}, \quad (5)$$

где $\sigma_{T(0,2)}$ – нормативное значение предела текучести арматуры, принимаемое по документам на ее производство, Н/мм².

Площадь среза витков резьбы арматуры A_{cut} вычисляется по формуле:

$$A_{cut} = \frac{l_m}{2} \cdot \pi \cdot d_1, \quad (6)$$

где l_m – общая длина соединительной муфты, мм; d_1 – внутренний диаметр резьбы арматуры, мм, принимаемый по ГОСТ 24705.

После преобразований длина соединительной муфты определяется по формуле:

$$l_m = \frac{5 \cdot \sigma_B \cdot A_s}{\pi \cdot d_1 \cdot \sigma_{T(0,2)} \cdot k_m \cdot k_p}. \quad (7)$$

Расчет прочности резьбы по напряжениям смятия производят из условия:

Таблица 1
Table 1

Параметры накатанной резьбы
Rolled thread parameters

Диаметр арматуры, мм	Параметры резьбы					
	Расчет	Анкон	Роллкон	CABR	ВJM	Град
12	M14×2	M14×2	—	—	—	—
14	M16×2	—	—	—	M15×2,5	—
16	M18×2,5	M18×2,5	M16,5×2	—	M17×2,5	—
18	M20×2,5	M20×2,5	M18,5×2,5	—	M19×2,5	—
20	M22×2,5	M22×2,5	M20,5×2,5	M21×2,5	M21×2,5	M21×2,5
22	M24×3	M24×2,5	M22,5×2,5	M23×2,5	M23×2,5	M23×2,5
25	M27×3	M28×3	M25,5×3	M26×3	M26×3	M26×3
28	M30×3	M31×3	M28,5×3	M29×3	M29×3	M29×3
32	M33×3	M35×3,5	M32,5×3	M33×3	M33×3	M33×3
36	M39×3 (M36×3)	M39×3,5	M36,5×3	M37×3	M37×3,5	M37×3
40	M42×4 (M40×3)	M43×4	M40,5×3	M41×3	M41×3,5	M41×3

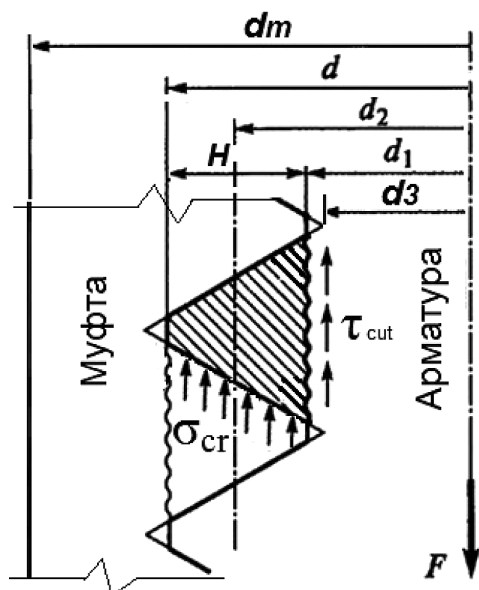


Рис. 1. Схема усилий для расчета длины соединительной муфты и параметров резьбы концов арматуры

Fig. 1. The scheme of forces for calculating the length of the coupling and the thread parameters of the ends of the reinforcement bars

$$\sigma_{cr} = \frac{1,5 \cdot \sigma_B \cdot A_s}{A_{cr}} \leq \sigma_{cr,ult}, \quad (8)$$

где σ_{cr} – расчетные значения напряжения смятия, Н/мм²; $\sigma_{cr,ult}$ – предельно допустимые напряжения смятия витков резьбы арматуры, Н/мм²; A_{cr} – площадь смятия витков резьбы арматуры, мм².

Площадь смятия витков резьбы арматуры определяется по формуле:

$$A_{cr} = d_2 \cdot H \cdot z \cdot \pi, \quad (9)$$

где H – высота резьбы, мм, принимается по ГОСТ 9150–2002; z – число витков, определяется по формуле: $z = \frac{l_m}{2 \cdot P}$, где P – шаг резьбы.

Принимая $\sigma_{cr,ult} = 0,8 \cdot \sigma_{T(0,2)}$, получаем:

$$\frac{1,5 \cdot \sigma_B \cdot A_s}{d_2 \cdot H \cdot \frac{l_m}{2 \cdot P} \cdot \pi} = 0,8 \cdot \sigma_{T(0,2)}, \quad (10)$$

После преобразований длина соединительной муфты определяется по формуле:

$$l_m = \frac{3 \cdot \sigma_B \cdot A_s \cdot P}{0,8 \cdot \sigma_{T(0,2)} \cdot d_2 \cdot H \cdot \pi}. \quad (11)$$

После подбора геометрических параметров накатанной резьбы арматуры выполняется расчет наружного диаметра соединительной муфты из условия:

$$\sigma_{B,m} \cdot A_m = 1,5 \cdot \sigma_B \cdot A_s, \quad (12)$$

где 1,5 – коэффициент надежности по нагрузке, учитывающий фактическое временное сопротивление арматуры при растяжении, например для арматуры класса А500 принимается фактическое временное

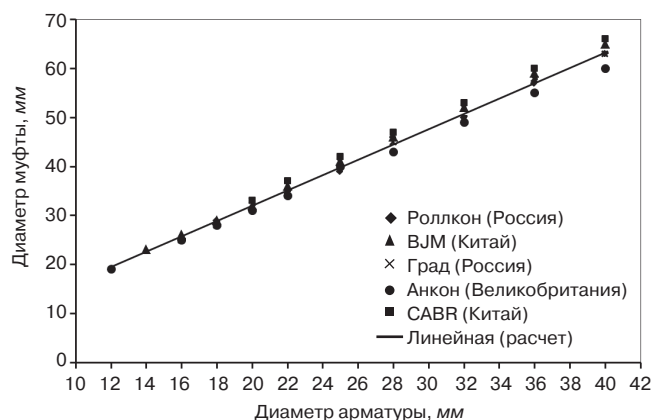


Рис. 2. Наружный диаметр соединительной муфты в зависимости от диаметра арматуры с накатанной резьбой

Fig. 2. Outer diameter of the coupling depending on the diameter of the reinforcement bars with the rolled threaded

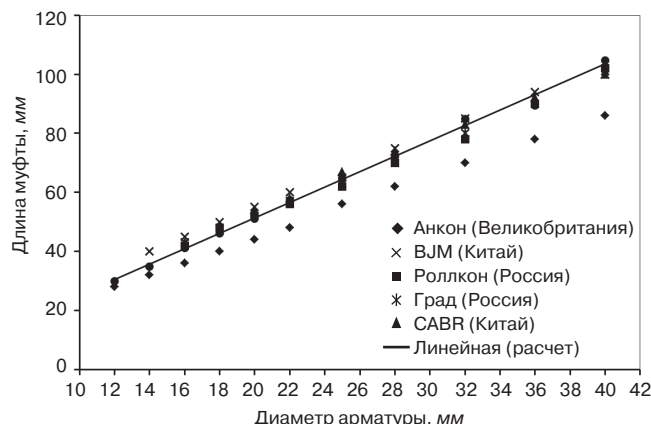


Рис. 3. Длина соединительной муфты в зависимости от диаметра арматуры с накатанной резьбой

Fig. 3. The length of the coupling depending on the diameter of the reinforcement bars with the rolled threaded

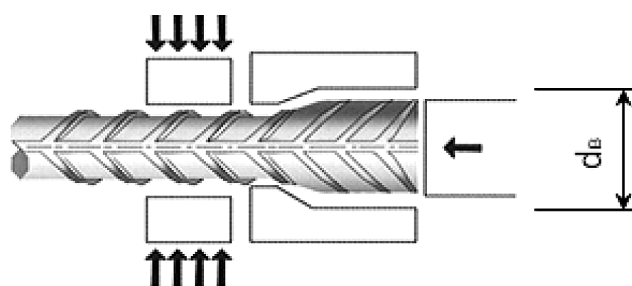


Рис. 4. Высадка конца арматурного стержня перед нарезкой резьбы
Fig. 4. Stamp of the end of the reinforcement bars before threading

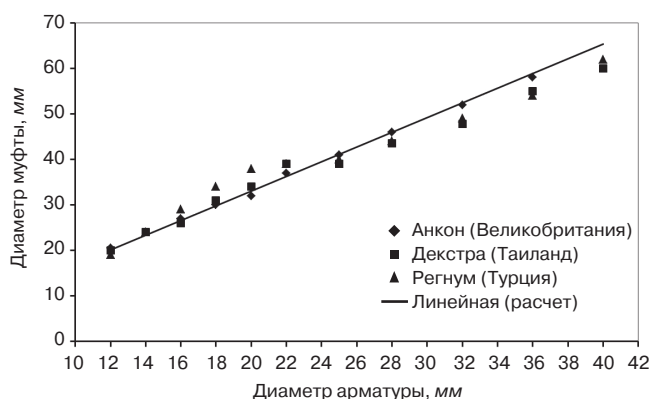


Рис. 5. Наружный диаметр соединительной муфты в зависимости от диаметра арматуры с нарезанной резьбой
Fig. 5. Outer diameter of the coupling depending on the diameter of the reinforcement bars with the cutting threaded

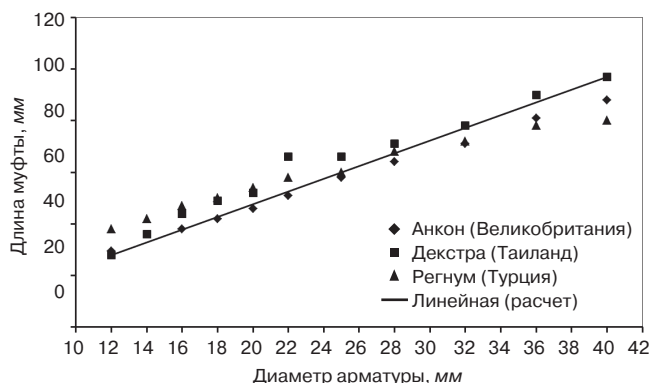


Рис. 6. Длина соединительной муфты в зависимости от диаметра арматуры с нарезанной резьбой
Fig. 6. The length of the coupling depending on the diameter of the reinforcement bars with the cutting threaded

сопротивление арматуры $\sigma = 900 \text{ Н/мм}^2$; σ_b – нормативное значение временного сопротивления арматуры, Н/мм^2 , принимаемое по нормативным документам на ее производство; $\sigma_{b,m}$ – нормативное значение временного сопротивления материала соединительной муфты, Н/мм^2 , принимаемое по нормативным документам на ее производство; A_s – площадь арматуры, мм^2 ; A_m – площадь соединительной муфты, мм^2 .

Площадь соединительной муфты определяется по формуле:

$$A_m = \frac{\pi \cdot d_m^2 - \pi \cdot (d_1 + H)^2}{4}, \quad (13)$$

Параметры нарезанной резьбы
Parameters of the cutting thread

Диаметр арматуры, мм	Параметры резьбы			
	Расчет	Анкон (Великобритания)	Декстра (Таиланд)	Регнум (Турция)
12	M14×2	M16×2	M14×2	M14×2
14	M16×2	–	M16×2	M16×2
16	M20×2,5	M20×2,5	M20×2,5	M20×2,5
18	M22×2,5	M22×2,5	M22×2,5	M22×2,5
20	M24×3	M24×3	M24×3	M24×3
22	M27×3	M27×3	M27×3	M27×3
25	M30×3,5	M30×3,5	M30×3,5	M30×3,5
28	M33×3,5	M33×3,5	M33×3,5	M33×3,5
32	M36×4	M36×4	M36×4	M36×4
36	M42×4,5	M42×4,5	M42×4,5	M42×4,5
40	M45×4,5	M45×4,5	M45×4,5	M45×4,5

где d_m – наружный диаметр соединительной муфты, мм.

После преобразований наружный диаметр соединительной муфты определяется по формуле:

$$d_m = \sqrt{\frac{6 \cdot \sigma_b \cdot A_s}{\sigma_{b,m} \cdot \pi}} + (d_1 + H)^2. \quad (14)$$

На рис. 2 и 3 сопоставлены результаты расчета геометрических размеров соединительных муфт из Ст45 для соединения арматуры класса А400 и А500 с накатанной резьбой по предлагаемой методике с размерами муфт из аналогичных марок сталей различных производителей механических соединений арматуры, которые показали хорошую сходимость.

В табл. 1 приведены параметры накатанной резьбы, полученные по предлагаемой методике расчета, и различных производителей, при сопоставлении которых получена удовлетворительная сходимость.

При назначении геометрических размеров соединительных муфт и параметров нарезанной резьбы необходимо учитывать, что конец арматурного стержня высаживается в холодном состоянии на специальном оборудовании (рис. 4).

Исходя из этого, значение расчетного диаметра d_{th}^* нарезанной резьбы определяется из условия:

$$d_{th}^* = d_s, \quad (15)$$

где d_s – номинальный диаметр арматуры, мм.

По формуле (3) определяем параметры нарезанной резьбы на высаженном конце арматуры.

Сопоставление результатов расчета параметров резьбы с данными различных производителей, указанных в табл. 2, показало хорошую сходимость.

По параметрам резьбы можно определить диаметр штампа для высадки конца арматурного стержня d_b , который равен:

$$d_b = d_s + 2 \cdot \left(\frac{5}{8} \cdot H + \frac{1}{4} \cdot H \right) + 2 \cdot h, \quad (16)$$

где $\frac{5}{8} \cdot H$ и $\frac{1}{4} \cdot H$ – принимается по ГОСТ 9150; h – высота поперечного ребра арматуры, мм, принимаются по документам на ее производство.

Длина соединительной муфты и соответственно нарезанной резьбы на концах арматуры определяется из условия прочности витка резьбы по напряжению среза и смятия по формулам (7) и (11).

После подбора геометрических параметров нарезанной резьбы арматуры выполняется расчет наружного диаметра соединительной муфты по формуле (14).

На рис. 5 и 6 сопоставлены результаты расчета по предлагаемой методике геометрических разме-

ров соединительных муфт из Ст45 для соединения арматуры класса А400 и А500 с нарезанной резьбой с размерами муфт из аналогичных марок сталей различных производителей механических соединений арматуры, которые показали удовлетворительную сходимость.

Геометрические размеры соединительных муфт и параметры резьбы могут быть подкорректированы по результатам испытаний опытных образцов.

Вывод

Предлагаемая методика расчета позволяет выполнять подбор геометрических размеров соединительных муфт из различных марок сталей и параметров как накатанной, так и нарезанной резьбы.

Список литературы

1. Нетеса А.Н. Сравнительный анализ трудоемкости и стоимости контроля качества основных способов соединения арматуры // *Мосты и туннели: теория, исследования, практика*. 2015. № 8. С. 57–64.
2. Радкевич А.В., Нетеса А.Н. Определение и ранжирование организационно-технологических факторов, обуславливающих рациональные решения соединения арматуры. *Вестник Днепропетровского национального университета железнодорожного транспорта*. 2017. № 3. С. 171–181. DOI: <https://doi.org/10.15802/stp2017/104543>
3. Singh R., Himanshu S.K., Bhalla N. Reinforcement couplers an as alternative to lap splices: A case study. *International journal of engineering research and technology*. 2013. Vol. 2. Iss. 2.
4. Лешкевич О.Н., Чубрик А.И. Результаты испытаний сварных и механических соединений арматуры // *Строительная наука и техника*. 2010. № 6. С. 130–133.
5. Телевных А.С. Исследования параметров, влияющих на качество образования резьбового профиля накатыванием. Магистерская диссертация. Тольятти, 2017. 99 с.
6. Якушев А.И., Мустаев Р.Х., Мавлютов Р.Р. Повышение прочности и надежности резьбовых соединений. М.: Машиностроение, 1979. 214 с.
7. Branko Milosavljevic. Mechanical rebar splicing. *Building materials and structures*. 2014. Vol. 57, pp. 19–28. DOI: <https://doi.org/10.5937/grmk1402019M>
8. Gary Connah. Prequalification of mechanical splices for reinforcing bars in seismic conditions. *SESOC Journal*. 2013. Vol. 26, No. 2, pp. 54–58.
9. Patrick M., Berry P.A., Bridge R.Q. Strength and ductility of mechanically splices bars. *The 20th Biennial Conference of the Concrete Institute of Australia*. 2001.

References

1. Netesa A.N. Comparative analysis of the labor intensity and cost of quality control of the main methods of connecting reinforcement. *Mosti i tunneli: teoriya, issledovaniya, praktika*. 2015. No. 8, pp. 57–64 (In Russian).
2. Radkevich A.V., Netesa A.N. Determination and ranking of organizational and technological factors that determine rational solutions for connecting reinforcement bars. *Vestnik Dnepropetrovskogo natsional'nogo universiteta zheleznodorozhnogo transporta*. 2017. No. 3, pp. 171–181 DOI: <https://doi.org/10.15802/stp2017/104543> (In Russian).
3. Singh R., Himanshu S.K., Bhalla N. Reinforcement couplers an as alternative to lap splices: A case study. *International journal of engineering research and technology*. 2013. Vol. 2. Iss. 2.
4. Leshkevich O.N., Chubrik A.I. Test results of welded and mechanical splices of reinforcement bars. *Stroitel'naya nauka i tekhnika*. 2010. No. 6, pp. 130–133. (In Russian).
5. Televnykh A.S. Investigation of parameters affecting the quality of the formation of a threaded profile by rolling. Magistr. Diss. (Engineering). Tol'yatti. 2017. 99 p. (In Russian).
6. Yakushev A.I., Mustaev R. Kh., Mavlyutov R.R. Povyshenie prochnosti i nadezhnosti rez'bovykh soedinenii [Increasing the strength and reliability of threaded connections]. Moscow: Mashinostroenie. 1979. 214 p.
7. Branko Milosavljevic. Mechanical rebar splicing. *Building materials and structures*. 2014. Vol. 57, pp. 19–28. DOI: <https://doi.org/10.5937/grmk1402019M>
8. Gary Connah. Prequalification of mechanical splices for reinforcing bars in seismic conditions. *SESOC Journal*. 2013. Vol. 26, No. 2, pp. 54–58.
9. Patrick M., Berry P.A., Bridge R.Q. Strength and ductility of mechanically splices bars. *The 20th Biennial Conference of the Concrete Institute of Australia*. 2001.

10. Mechanical connections of reinforcing bars reported by ACI Committee 439, 1999. 16 p.
11. Rowell S.P., Grey C.E., Woodson S.C. High strain-rate testing of mechanical couplers. Final report. *Naval Facilities Engineering Service Center Port Huene*. 2009, 64 p.
12. Rybakov V.A., Zhuvak O.V., Hoffmann A., Sergeeva F.A., Verigo P.A. The influence of reinforcing joints on the fire resistance of reinforced concrete structures. *Magazine of Civil Engineering*. 2020. Vol. 100 (8). Article No. 10004. DOI: <https://doi.org/10.18720/MCE.100.4>
13. Гашков И.В., Мельничук О.А. Технология накатывания резьбы на метизах и деталях машин // *Метизы*. 2004. № 3. С. 29–33.
14. Давлетбаева Р.Р. Сравнение накатных и режущих метчиков // *Молодой ученый*. 2016. № 16. С. 79–82.
15. Галушкин Д.В., Одарченко И.Б. и др. Техника и технология получения механических муфтовых соединений арматуры с параллельной резьбой // *Вестник ГГТУ им. П.О. Сухого*. 2017. № 4. С. 53–62.
10. Mechanical connections of reinforcing bars reported by ACI Committee 439, 1999. 16 p.
11. Rowell S.P., Grey C.E., Woodson S.C. High strain-rate testing of mechanical couplers. Final report. *Naval Facilities Engineering Service Center Port Huene*. 2009, 64 p.
12. Rybakov V.A., Zhuvak O.V., Hoffmann A., Sergeeva F.A., Verigo P.A. The influence of reinforcing joints on the fire resistance of reinforced concrete structures. *Magazine of Civil Engineering*. 2020. Vol. 100 (8). Article No. 10004. DOI: <https://doi.org/10.18720/MCE.100.4>
13. Gashkov I.V., Mel'nichuk O.A. Thread rolling technology on hardware and machine parts. *Metizi*. 2004. No. 3, pp. 29–33. (In Russian).
14. Davletbayeva R.R. Comparison of rolling and cutting taps. *Molodoy ucheniy*. 2016. No. 16, pp. 79–82 (In Russian).
15. Galushkin D.V., Odarchenko I.B. Technique and technology for producing mechanical couplings of reinforcement bars with parallel threads. *Vestnik GGTU im. P.O Suhogo*. 2017. No. 4, pp. 53–62 (In Russian).



Amber Plaza, Москва

**ЦИФРОВЫЕ
ТЕХНОЛОГИИ,**
меняющие стройку

**13-14
АПРЕЛЯ
2021**



Генеральный партнер


+ Онлайн трансляция


«Живые» сессии

ЗАРЕГИСТРИРОВАТЬСЯ

Е.М. ЧЕРНЫШОВ, академик РААСН, д-р техн. наук (chem@vgasu.vrn.ru),
Д.Н. КОРОТКИХ, д-р техн. наук (korotkih.dmitry@gmail.com)

Воронежский государственный технический университет (394006, г. Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84)

Опыт системной экспериментальной оценки современных высокотехнологичных бетонов по комплексу критериев сопротивления разрушению

Обсуждается многолетний опыт теоретического рассмотрения и экспериментальной оценки сопротивления бетонов разрушению как структурированных систем. Достоверная экспериментальная оценка показателей сопротивления бетонов разрушению имеет большое научное и практическое значение для решения задач как материаловедов-технологов (синтез и конструирование структур бетонов с управляемым сопротивлением разрушению, разработка на этой основе технологических условий производства), так и расчетчиков-конструкторов (учет особых закономерностей деформирования и разрушения современных бетонов, поведения их во времени). Для оценки показателей сопротивления бетонов разрушению использованы методы получения полных равновесных диаграмм деформирования, лазерной голографической интерферометрии поля поверхностных деформаций, определения критического коэффициента интенсивности напряжений при нормальном отрыве, акустической эмиссии. С позиций системно-структурного материаловедения бетон анализируется как неоднородная диссипативная система, характеризующаяся в категориях аккумуляции, диссипации, локализации и концентрации напряжений в ней в процессе работы материала под механической и любой другой нагрузкой, определяющими формирование полей напряжений и деформаций на различных масштабных уровнях структуры. В условиях согласованного применения экспериментальных методов полных равновесных диаграмм деформирования, акустической эмиссии, лазерной голографической интерферометрии, определения критического коэффициента интенсивности напряжений при нормальном отрыве обеспечено получение количественных оценок для типичных по структуре групп традиционных и высокотехнологичных бетонов в диапазоне прочности при сжатии от 30 до 150 МПа. Показана роль каждого из рассматриваемых экспериментальных методов в достоверной количественной оценке деформирования и разрушения современных бетонов.

Ключевые слова: системно-структурное материаловедение, современные бетоны, механика разрушения, экспериментальные методы, полные равновесные диаграммы деформирования, лазерная голографическая интерферометрия, критический коэффициент интенсивности напряжений.

Для цитирования: Чернышов Е.М., Коротких Д.Н. Опыт системной экспериментальной оценки современных высокотехнологичных бетонов по комплексу критериев сопротивления разрушению // Бетон и железобетон. 2021. № 1 (603). С. 30–39.

E.M. CHERNYSHOV, Academician of RAACS, Doctor of Sciences (Engineering), (chem@vgasu.vrn.ru),
D.N. KOROTKIH, Doctor of Sciences (Engineering) (korotkih.dmitry@gmail.com)

Voronezh State University of Architecture and civil Engineering (84, 20-letiya Oktyabrya Street, 394006, Voronezh, Russian Federation)

Experience of Systematic Experimental Evaluation of Modern High-Tech Concretes Based on a Set of Criteria for Their Resistance to Destruction

The long-term experience of theoretical consideration and experimental evaluation of concrete fracture resistance as structured systems is discussed. Reliable experimental evaluation of concrete fracture resistance indicators is of great scientific and practical importance for solving the problems both by materials scientists and technologists (synthesis and construction of concrete structures with controlled fracture resistance, development of technological production conditions on this basis) and design engineers (taking into account the special mechanisms of deformation and destruction of modern concrete, their behavior over time). To evaluate the concrete fracture resistance indicators, the methods of obtaining complete equilibrium deformation diagrams, laser holographic interferometry of the surface strain field, determination of the critical stress intensity coefficient at normal separation, and acoustic emission were used. From the standpoint of system-structural materials science, concrete is analyzed as an inhomogeneous dissipative system characterized in the categories of accumulation, dissipation, localization and concentration of stresses in it during the work of the material under mechanical and any other loads that determine the formation of stress and strain fields at various scale levels of the structure. Under the conditions of consistent application of experimental methods of full equilibrium diagrams of deformation, acoustic emission, laser holographic interferometry, and determination of the critical stress intensity coefficient at normal separation, obtaining of quantitative estimates for groups of traditional and high-tech concretes typical in structure in the range of their compressive strength from 30 to 150 MPa is provided. The role of each of the experimental methods considered in a reliable quantitative assessment of the deformation and destruction of modern concretes is shown.

Keywords: system-structural materials science, modern concretes, fracture mechanics, experimental methods, complete equilibrium deformation diagrams, laser holographic interferometry, critical stress intensity coefficient.

For citation: Chernyshov E.M., Korotkih D.N. Experience of systematic experimental evaluation of modern high-tech concretes based on a set of criteria for their resistance to destruction. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2021. No. 1 (603), pp. 30–39. (In Russian).

Сопротивление бетонов разрушению как интегральное понятие раскрывается в системе его реологических характеристик и связанных с ними показателей деформативности, прочности, трещиностойкости и других свойств, отражающих особенности и закономерности процесса развития напряжений и деформаций в структуре композита при механическом нагружении и при других видах воздействий и нагрузок. При обосновании и выборе методов исследования важно понимать, что разрушение бетонов необходимо рассматривать и количественно оценивать как кинетический процесс, состоящий из нескольких стадий: аккумуляции и диссипации энергии внешнего силового воздействия в структуре композита; формирования в его объеме неоднородного поля напряжения по параметрам локализации и концентрации; вовлечения структурных связей в работу сопротивления деформированию и разрушению; термофлуктуационного разрыва структурных физико-химических связей в перенапряженных областях на атомно-молекулярном и наномасштабном уровнях строения; образования плоскостей разрыва сплошности (трещинообразование) на других масштабных уровнях как результат накопления нано- и микроповреждений и их трансформации в макротрещину; фрактализации и последующего роста магистральной макротрещины [1–5].

Эти стадии отражают сущность явлений физики и механики разрушения конгломератного строительного композита, каковым является бетон. Соответственно, экспериментальные методы физики и механики разрушения бетона должны обеспечивать возможность достоверной комплексной количественной оценки всех вышеуказанных стадий разрушения.

Достоверная экспериментальная оценка показателей сопротивления бетонов разрушению имеет большое научное и практическое значение для согласованного решения задач, с одной стороны, материаловедов-технологов (синтез и конструирование структур бетонов с управляемым сопротивлением разрушению, разработка на этой основе технологических условий производства), а с другой – расчетчиков-конструкторов (учет особых закономерностей и моделей деформирования и разрушения современных бетонов, поведения их во времени).

Для материаловедов-технологов такая работа стратегически актуальна и с точки зрения обобщения накопленного научного знания (теоретического, экспериментального), в рамках развития системно-структурного материаловедения, имеющего целью создание теории конструирования и синтеза структуры конгломератных строительных композитов, в их числе бетонов с задаваемыми свойствами.

Обоснованное применение конкретных экспериментальных методов для раскрытия комплекса пока-

зателей сопротивления бетонов разрушению должно учитывать достигнутые к настоящему времени успехи [6–8] в приборной базе и инструментальном оснащении. В целом существует вопрос: какие же методы экспериментальных исследований необходимы для системной комплексной оценки показателей сопротивления бетонов разрушению? Ответу на этот вопрос посвящена данная публикация.

Критериальные оценки в механике сопротивления бетонов разрушению.

Система методов и методик

В механике разрушения бетонов к настоящему времени сложилась определенная совокупность экспериментальных методов, позволяющих оценить более двадцати показателей [8] сопротивления разрушению. Часть из них нормативно закреплена системой технического нормирования РФ (ГОСТ 29167–91 «Бетоны. Методы определения характеристики трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении»; ГОСТ 24452–80 «Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона»; ГОСТ 10180–2012 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам»). Другие показатели не имеют нормативного закрепления, но активно используются в научных исследованиях во всем мире.

Охарактеризуем рассматриваемые и применяемые нами экспериментальные методы. Наиболее информативным методом количественной оценки процесса разрушения бетонов является *метод полных равновесных диаграмм деформирования*, позволяющий получить не только энергетические и силовые характеристики сопротивления разрушению, но и раскрывающий кинетику процесса накопления повреждений в структуре бетона. Методом полных равновесных диаграмм деформирования могут быть определены следующие показатели процесса разрушения [9–14]:

– предел прочности и модуль упругости бетона – $R_{bf}, R_{bt}, R_{bc}, E_b$; коэффициенты жесткости материала на стадии начального упрочнения и последующего разупрочнения структуры;

– энергетические характеристики – удельные эффективные энергозатраты на инициирование разрушения G_i , собственно на полное разрушение G_p , полные эффективные энергозатраты на квазистатическое деформирование до фрагментации бетона G_c , полные удельные упругие энергозатраты G_{ce} , параметр хрупкости x и др.;

– силовые характеристики – квазистатический K_i и критический K_c коэффициенты интенсивности напряжений, виртуальный нелинейный критический коэффициент интенсивности напряжений K_{CF} и др.

Метод полных равновесных диаграмм деформирования отлично дополняется методом акустической эмиссии, позволяющим уточнить границы стадий реологического поведения бетона (рис. 1) [15].

Помимо того, анализ данных о частоте акустических импульсов, излучаемых вновь образовавшимися разрывами и микротрещинами, позволяет характеризовать и размер последних (рис. 2). Это важно для конструирования структуры композита в отношении зернистых частиц и армирующих элементов в самом широком понимании (в смысле самоармирования и специального дополнительного дисперсного армирования).

Информативным методом визуализации процесса диссипации энергии, локализации и концентрации напряжений является получение картин полей деформаций при помощи лазерной голографической интерферометрии (ЛГИ), которая переводит на другую «физическую платформу» идеи методов муара и фотоупругости [24, 25]. Важно, что метод ЛГИ позволяет повысить точность определения показателей относительных продольных и поперечных деформаций, начального модуля упругости, коэффициента Пуассона, осредненных величин напряжений. Нами разработан метод выделения локализованных зон диссипации энергии при деформировании образцов бетонов [18–23], который дает возможность выявить значения величин удельных объемов локализованных зон активной диссипации энергии на стадии предразрушения материала (удельный объем количественно характеризует долю объема материала, непосредственно вовлеченного в процесс разрушения) [23].

Таким образом, каждый из принятых экспериментальных методов обеспечивает вклад в системный комплекс получаемых показателей сопротивления разрушению бетонов. Набор этих методов обоснованно необходим в сочетании с методами системной оценки структуры бетонов. Появляется возможность анализировать причинно-следственные отношения и зависимость конструкционного потенциала бетона во взаимосвязи с его строением, а это и является информационной базой для решения прикладных задач высоких технологий композитов.

Характеристика объектов экспериментальных исследований

Рассмотренный комплекс методов применен в отношении пяти групп бетонов с управляемой структурой в диапазоне предела прочности при сжатии от 20–30 до 140–150 МПа: I – рядовые бетоны с прочностью до 40 МПа, имеющие массовый спрос и потребление на строительном рынке; II – высокопрочные бетоны (40–80 МПа), широко применяемые в строительстве высотных зданий и сооружений; III – особо

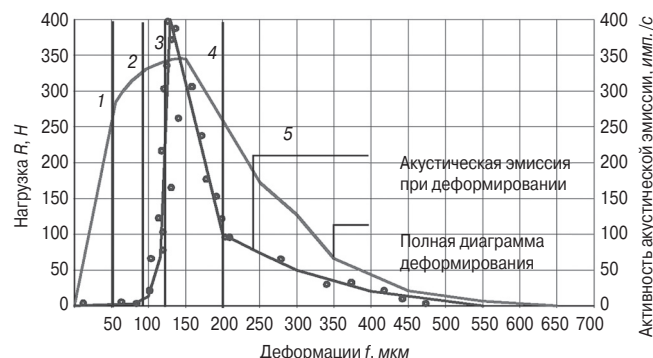


Рис. 1. Стадийность процесса трещинообразования в структуре бетонов: 1 – стадия условно упругого деформирования, когда кинетика накопления микротрещин подчиняется линейному закону; 2 – стадия начала интенсивного микротрещинообразования, когда закономерность накопления повреждений становится нелинейной; 3 – стадия завершения интенсивного микротрещинообразования и начала формирования магистральной трещины, когда кинетика накопления трещин достигает максимального прироста; 4 – стадия интенсивного роста и развития магистральной трещины вплоть до момента потери образцом бетона несущей способности, когда процесс объединения микротрещин в магистральную трещину завершается; 5 – стадия роста магистральной трещины до момента полной фрагментации образца бетона на нисходящей ветви диаграммы деформирования

Fig. 1. Stage of crack formation process in concrete structure: 1 – shows a stage of conditionally elastic deformation, when the kinetics of the accumulation of microcracks obey a linear law; 2 – shows a step of initiating intensive micro-fracture formation when the pattern of damage accumulation becomes nonlinear; 3 – shows the step of completing the intensive micro-fracture formation and starting the formation of the backbone crack when the crack accumulation kinetics reach the maximum increase; 4 – shows the stage of intensive growth and development of the main crack up to the moment of loss of bearing capacity by the concrete sample, when the process of combining microcracks into the main crack is finally completed; 5 – shows the stage of growth of the main crack up to the moment of complete fragmentation of the concrete sample on the descending branch of the deformation diagram

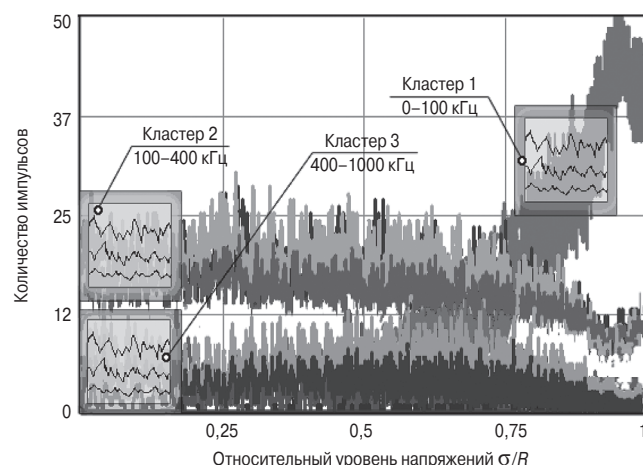


Рис. 2. Пример предварительной кластеризации акустико-эмиссионных сигналов по частотам [15–17]

Fig. 2. Example of pre-clustering of acoustic emission signals by frequencies [15–17]

высокопрочные бетоны (80–120 МПа) целевого применения для конструкций зданий и сооружений повышенной ответственности и большого ресурса эксплуатации; IV – сверхвысокопрочные бетоны (более 120 МПа) специального назначения; V – сверхвысоко-

Таблица 1
Table 1

Арсенал средств получения хайтек-бетонов
Arsenal of Hi-Tek Concrete Production Facilities

Парадигмы формирования структуры	Принципы формирования структуры	Технологические решения по управлению механизмами структурообразования
Управление обеспечением повышенной плотности	Создание плотнейших упаковок системы сложения заполнителей	Управление зерновым составом заполнителей
		Применение микронаполнителей
		Применение ультрадисперсных наполнителей
	Сокращение объема порового пространства	Снижение величины водоцементного отношения
		Применение специальных вяжущих (с компенсированной усадкой, расширяющихся, напрягающих)
		Заполнение объема пор продуктами альтернативной системы твердения
Управление формированием кристаллитной структуры новообразований в матрице	Управление процессом кристаллизации новообразований	Реализация вводимых структурных элементов как центров кристаллизации
		Управление минералогическим составом вяжущего
		Управление условиями твердения
		Применение модификаторов структуры, в том числе наномодификаторов
	Управление энергетическим состоянием системы новообразований	Энергетическое зонирование структуры ультра- и нанодисперсными структурными элементами – формирование дробных структур
		Применение химически активных минеральных компонентов
Управление однородностью/неоднородностью строения композита	Формирование структуры материала с минимально возможным числом масштабных уровней структуры	Переход от макрозернистой структуры бетона к мелко- и микрозернистой
	Формирование однородного размещения включений в матрице на каждом масштабном уровне структуры бетона	Выполнение условий квазиоднородности и конгруэнтности на каждом структурном уровне и качественное осуществление процесса перемешивания
	Управление качественными и количественными характеристиками контактной зоны матрица–включения на каждом масштабном уровне структуры	Применение включений с «чистой» поверхностью
		Формирование системы сложения и системы роста с учетом сходственных физико-механических характеристик и химической природы
		Применение заполнителей с привитой поверхностью
		Применение включений с низкой разнородностью к матрице по показателям деформативности

прочные (более 120 МПа) высокотрещиностойкие бетоны уникального назначения [26–28].

Получение этих групп бетонов опиралось [26] на определяющие принципы и технологические платформы конструирования структур бетонов и управления потенциалом сопротивления их разрушению (табл. 1).

Основные отличительные параметры структуры, обеспечивающие соответствующий уровень качества рассматриваемых групп бетонов, представлены в табл. 2.

Экспериментальные данные и их комплексный системный анализ

Согласованное применение комплекса экспериментальных методов оценки показателей сопротивления бетонов разрушению исходило из задач, как указывалось выше, раскрытия закономерных взаимосвязей в системе 4С: состав–структура–состояние–свойства [29], задач глубже и полнее при этом понять существо процесса разрушения в связи со строением рассматриваемых структурных групп.

Так, методом *полных равновесных диаграмм акустической эмиссии* установлено, что последовательный переход (табл. 2) по группам бетонов характерных структур от I к IV наряду с повышением предела

прочности при сжатии обеспечивает рост начального модуля упругости, увеличение полной работы разрушения. И это обусловлено ростом количества физико-химических связей в структуре материала и увеличением силы связей. Вместе с тем пределы прочности при растяжении, изгибе не имеют аналогичного сопоставимого роста, а вязкость разрушения находится на практически постоянном уровне [27–29]. Иными словами, с наблюдаемым повышением прочности при сжатии имеет место заметное возрастание меры хрупкости бетона. Модели деформирования и реологические составляющие полной работы разрушения имеют принципиально различные удельные значения: для бетонов III и особенно IV группы характерно относительно малое накопление повреждений структуры к моменту последующего катастрофического разрушения (рис. 3).

Методами акустической эмиссии, лазерной голографической интерферометрии с выделением локализованных зон активной диссипации энергии при деформировании доказано (рис. 3), что для бетонов I группы момент образования первой трещины приходится на уровень напряжений σ/R , равный 0,5–0,6. Формирование магистральной трещины происходит в зоне наибольших деформаций, ширина раскрытия

Таблица 2
Table 2Основные отличительные параметры состава и структуры современных цементных бетонов
Main distinctive parameters of composition and structure of modern cement concrete

Характеристики состава и структуры	Значения показателей для групп бетонов				
	I	II	III	IV	V
Количество компонентов смеси	4–5	4–5	6–7	6–8	8–10
Наибольший размер частиц заполнителя, мм	20–70	20–40	5–20	1–5	1–5
Суммарное количество частиц в единицу объема смеси, шт.	до $2,2 \cdot 10^6$	до $2,1 \cdot 10^{10}$	до $1,2 \cdot 10^{17}$	до $0,8 \cdot 10^{21}$	до $0,8 \cdot 10^{21}$
Суммарная поверхностная энергия частиц смеси, кДж/м ³	18–20	36–40	900–1000	2000–2500	2000–2500
Расход цемента на 1 м ³	300–400	300–400	400–500	400–800	400–800
Величина водоцементного отношения (В/Ц) бетонной смеси	0,4–0,5	0,35–0,45	0,3–0,4	0,18–0,3	0,18–0,3
Степень гидратации цемента (28 сут), СГ, %	85–95	80–85	70–75	60–65	60–65
Объем твердой фазы в цементном камне, м ³ /м ³	0,57–0,65	0,65–0,7	0,7–0,75	0,75–0,79	0,75–0,79
Общий объем пор в цементном камне, м ³ /м ³	0,35–0,43	0,3–0,35	0,25–0,3	0,21–0,25	0,21–0,25
Средняя плотность цементного камня (микробетона), кг/м ³	1650–1800	1800–1950	1950–2050	2300–2350	2300–2350
Минералогический состав цементирующего вещества, % C–S–H (I)	≈40	≈40	≈55	≈65	≈65
Содержание пор радиусом менее 20 нм, %	25–30	25–30	35–40	>40	>40

начальной трещины не превышает 1 мкм. Зона псевдопластических деформаций к моменту разрушения занимает до половины высоты образца; она имеет ширину примерно 10–15 мм, и это соизмеримо с наибольшей крупностью зерен заполнителя.

Удельный объем области псевдопластических деформаций составляет 0,047 м³/м³. Искусственно инициированная трещина понижает порог начала процесса трещинообразования с $\sigma/R_{изг}=0,5–0,6$ до уровня $\sigma/R_{изг}=0,4–0,5$ и приводит к существенному (в четыре раза) сокращению объема области псевдопластических деформаций – до 0,012 м³/м³. Для бетонов II группы момент образования первой трещины также приходится на уровень напряжений $\sigma/R=0,5–0,6$. Характер разрушения во многом аналогичен таковому для бетонов I группы. Удельный объем области псевдопластических деформаций несколько возрастает и составляет 0,056 м³/м³. Искусственно инициированная трещина также понижает порог начала процесса трещинообразования с $\sigma/R_{изг}=0,5–0,6$ до уровня $\sigma/R_{изг}=0,4–0,5$ и приводит к существенному сокращению объема области псевдопластических деформаций – до 0,019 м³/м³.

Для бетонов III группы с уровнем прочности при сжатии 80 МПа момент образования первой трещины также приходится на уровень напряжений $\sigma/R=0,55–0,65$. Однако для бетонов III группы с уровнем прочности порядка 100 МПа процесс дальнейшего разрушения носит более сложный характер. Для таких бетонов имеет место возникновение не одной трещины по месту наибольших деформаций, а нескольких трещин, способных закрываться вблизи локализованной области предразрушения. С ростом прочности структуры крупнозернистого бетона до уровня порядка 100 МПа локализованная область предразрушения заметно увеличивается и может до-

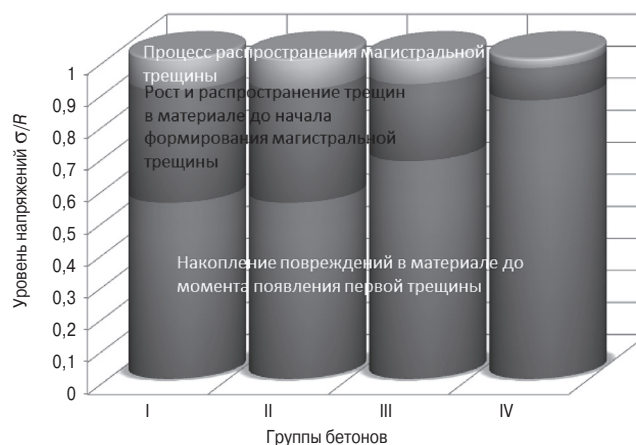


Рис. 3. Характеристика составляющих процессов деформирования и разрушения бетонов структурных групп I–IV

Fig. 3. Characteristics of the components of the processes of deformation and destruction of concrete of structural groups I–IV

стигать размера 50 мм в ширину в случае испытания на изгиб. Характерно заметное увеличение протяженности зоны псевдопластических деформаций и соответственно рост удельного объема области псевдопластических деформаций, который достигает величины 0,125 м³/м³, т. е. в процесс хрупкого разрушения вовлекается восьмая часть объема материала. Искусственно инициированная трещина, как концентратор напряжений, понижает порог начала процесса трещинообразования с $\sigma/R_{изг}=0,6–0,7$ до уровня $\sigma/R_{изг}=0,5–0,6$ и приводит к сокращению удельного объема области псевдопластических деформаций с 0,125 до 0,031 м³/м³.

В целом переход от структур бетонов I группы к структурам бетонов II и III групп общую картину, феноменологию диссипации и деформирования принципиально не меняет. Крупноконгломератная структура этих групп бетонов с ростом их прочности при сжатии обеспечивает также и рост их трещиностойкости, что

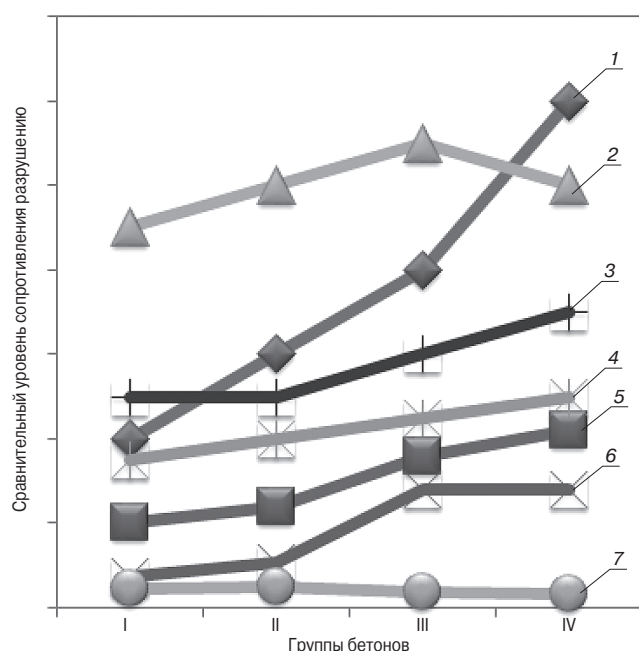


Рис. 4. Характер изменения показателей сопротивления разрушению бетонов структурных групп I–IV: 1 – предел прочности при сжатии; 2 – предел прочности при изгибе; 3 – вязкость разрушения; 4 – удельная энергия разрушения; 5 – модуль упругости; 6 – предельная растяжимость; 7 – предел начала трещинообразования

Fig. 4. The nature of changes in indicators of the fracture resistance of concrete of structural groups I–IV: 1 – compressive strength; 2 – flexural strength; 3 – fracture toughness; 4 – specific fracture energy; 5 – elastic modulus; 6 – ultimate extensibility; 7 – the limit of the beginning of cracking

как раз и объясняется заметным увеличением удельного объема зон активной диссипации энергии. Так, переход от I к III группе структур бетонов сопровождается увеличением вовлеченных в работу хрупкого разрушения силовых связей материала более чем в 2,5 раза.

Переход к мелко- и микроконгломератной структуре сверхвысокопрочных бетонов IV группы сопровождается принципиальным изменением механизма их разрушения. Так, до уровня напряжений σ/R , достигающих значений порядка 0,9, наблюдаются упругие деформации и трещин не фиксируется (это достаточно корректный вывод, поскольку погрешность метода лазерной голографической интерферометрии на описанном оборудовании не превышает 300 нм, кроме того, для получения более полной картины фиксировались поля перемещений не только фронтальной, но и нижней поверхности образца). Разрушение же таких образцов бетона носит ярко выраженный катастрофический характер. Удельный объем области псевдопластических деформаций составляет всего 0,019 м³/м³ и оказывается меньше в 15 раз в сравнении с показателями для бетонов III группы. Искусственно инициированная трещина понижает порог начала процесса трещинообразования с $\sigma/R_{\text{изг}}=0,87\text{--}0,94$ до уровня $\sigma/R_{\text{изг}}=0,8\text{--}0,9$ и приводит к четырехкратному уменьшению объема области

псевдопластических деформаций – до 0,005 м³/м³. Т. е. переход от структур бетонов III группы к структурам бетонов IV группы картину деформирования меняет принципиально. Целесообразно отметить, что потенциал прочности структурных связей бетонов IV группы реализуется весьма слабо, составляя не более пятой части от потенциала работы структурных связей бетона III группы.

Методически важно, что результаты исследований закономерностей деформирования и разрушения бетонов методами оценки критического коэффициента интенсивности напряжений при нормальном отрыве, акустической эмиссии также подтверждают факт, что при переходе структур бетона от I к IV при заметном росте предела прочности при сжатии наблюдается относительное снижение уровня трещиностойкости материала; отмечается несопоставимо малый рост предела прочности при растяжении, изгибе, вязкости разрушения, заметного сокращения величины предельной растяжимости (рис. 4).

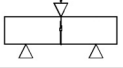
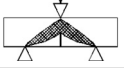
Таким образом, высокопрочные бетоны IV группы в целом являются недостаточно эффективными, главным образом по причине относительно низкой трещиностойкости.

Установленные в результате системной экспериментальной оценки закономерности деформирования и разрушения исследованных бетонов предопределяют задачи разработки, синтеза и конструирования таких структур, которые способны нейтрализовать выявленные недостатки и обеспечить высокие значения не только предела прочности при сжатии, модуля упругости, но и вязкости разрушения, предела прочности при растяжении, изгибе и в целом высокий потенциал сопротивления разрушению материала. Необходимость перехода к V структурной группе бетонов диктуется слабой способностью структуры бетонов IV группы тормозить процесс роста и распространения трещин; катастрофическим характером разрушения; малой величиной предельной растяжимости. Такой переход требует создания условий торможения трещин в структуре материала; принципиального изменения условий диссипации энергии при деформировании; условий локализации и концентрации напряжений.

Высокотрещиностойкие бетоны созданной V группы с многоуровневым дисперсным армированием структуры [30–31] проявляют принципиально отличный механизм разрушения. Теоретические предпосылки этого состоят в том, чтобы в конструкции структуры создать условия для процессов многократного перераспределения напряжений с матрицы на армирующие волокна посредством контактной зоны как на стадии микротрещинообразования, так и на стадии макротрещинообразования. В результате этого в материале

Таблица 3
Table 3

Анализ зон диссипации энергии при деформировании и разрушении бетонов IV и V группы на основе данных лазерной голографической интерферометрии
Analysis of energy dissipation zones during deformation and destruction of group IV and V concretes based on laser holographic interferometry data

Наименование показателей и параметров	Значение для образцов с искусственной трещиной для бетонов структурной группы	
	IV	V
Картина зоны локализации псевдопластических деформаций под нагрузкой		
Удельный объем материала в активной зоне локализации (V')	0,005	0,16
Предел начала трещинообразования	$\sigma/R_{сж}=0,8-0,9$	$\sigma/R_{сж}=0,32-0,35$

формируется не одна магистральная трещина, а сеть микротрещин. Начало их образования приходится не на $\sigma/R=0,85-0,9$, а на уровень напряжений $\sigma/R=0,4-0,43$. Область предразрушения не ограничивается узкой локализованной зоной в месте наибольших деформаций, а распространяется на весь деформируемый объем материала между опор (табл. 3). Достижение предела прочности не является моментом фрагментации материала, совокупность армирующих элементов надежно связывает материал в единое целое. При дальнейшем деформировании происходит расширение уже образовавшихся трещин. Применительно к таким высокопрочностным бетонам можно говорить о принципиально ином типе и модели разрушения – о переходе от хрупкого типа разрушения к псевдопластическому. Такой переход обусловлен существенным изменением геометрии локализованных зон диссипации энергии при разрушении (табл. 3).

Совокупностью экспериментальных методов исследования показано, что переход к структурам бетонов V группы обеспечивает значительный рост всех показателей сопротивления разрушению. Так, при сопоставимом уровне показателей прочности при сжатии (порядка 140 МПа) может быть обеспечен рост трещиностойкости (вязкости разрушения) в три-четыре раза, предельной растяжимости – на порядок, а полной работы разрушения – более чем в 30 раз. И это все является следствием изменения условий диссипации энергии внешнего воздействия в целенаправленно созданной структуре композита (табл. 4).

Именно переход от хрупкого типа разрушения к вязкопластическому во многом предопределяет эффективность работы высокотехнологичных бетонов по критериям сопротивления разрушению (табл. 5).

Заключение

1. В современном системно-структурном материалоуправлении, определяющем платформы получения

Таблица 4
Table 4

Показатели сопротивления разрушению бетонов структурных групп IV–V
Indicators of resistance to destruction of concrete of structural groups IV–V

Свойства и характеристики процесса разрушения	Значения свойств и характеристик для бетонов группы	
	IV	V
Предел прочности при сжатии $R_{сж}$, МПа	125–140	125–140
Предел прочности на растяжение при изгибе $R_{изг}$, МПа	10,5–11,5	35–40
Модуль упругости E , МПа $\cdot 10^3$	46–50	46–50
Вязкость разрушения K_{Ic} , МН/м ^{3/2}	0,9–1,1	2,8–3,2
Коэффициент Пуассона ν	0,15–0,16	0,19–0,21
Предельная растяжимость ϵ , мм/м	0,7–0,8	8,4–8,6
Удельная энергия разрушения G_{Ic} , Дж/м ²	280	9600

Таблица 5
Table 5

Оценка эффективности высокотехнологичных современных бетонов по критериям сопротивления разрушению
Evaluation of efficiency of high-tech modern concretes by criteria of their resistance to destruction

Удельные показатели сопротивления разрушению	Значения показателей эффективности для бетонов группы	
	IV	V
$R_{изг}/R_{сж}$ – отношение пределов прочности при изгибе к пределам прочности при сжатии	0,07–0,09	0,25–0,32
W_p/G_{Ic} – доля работы микротрещинообразования в общей работе разрушения	0,12	0,5
V'/V – удельный объем материала в зоне локализации псевдопластических деформаций	0,02	0,31
$R_{сж}/\text{кг Ц}$ – удельная прочность при сжатии, отнесенная к расходу цемента, МПа/кг	0,21–0,28	0,21–0,28
$K_{Ic}/\text{кг Ц}$ – удельная вязкость разрушения, отнесенная к расходу цемента, кН/м ^{3/2} /кг	1,6–2	4,5–5,6
$G_{Ic}/\text{кг Ц}$ – удельная работа разрушения, отнесенная к расходу цемента, Дж/м ² /кг	0,46	13–17

хайтек-бетонов, необходима реализация методологии получения научно обоснованных закономерностей и причинно-следственных отношений в системе 4C: состав–структура–состояние–свойства.

2. Необходимым условием получения научно-практической информации при этом является согласованное применение методик идентификации строения бетонов как твердых конгломератных структур, многоуровневых по масштабу (от нано- до макро-), и комплексной экспериментальной оценки потенциала сопротивления их разрушению.

3. Авторский опыт многолетних системных экспериментальных исследований типичных по структуре групп традиционных и высокотехнологичных бетонов в диапазоне их прочности при сжатии от 30 до 150 МПа доказывает необходимость координированного применения методов полных равновесных диаграмм деформирования, акустической эмиссии, лазерной голографической интерферометрии, определения критического коэффициента интенсивности напряжений

при нормальном отрыве. Это является обязательным условием получения новой базовой достоверной информации о сущности процесса деформирования и разрушения бетонов по всем кинетическим стадиям и их энергетическим и силовым показателям.

4. Опираясь на вышеизложенную концепцию организации и постановки экспериментальных исследований, удалось впервые получить фактические данные о всех значимых показателях и характеристиках процессов реологического поведения, вскрыть в нем закономерности и противоречия для рассматриваемых структурных групп бетонов.

5. Характеристики, специфичность моделей деформирования и разрушения бетонов предопределяют различия их эффективности. Так, переход к структурам, обеспечивающим эффективное тормо-

жение процессов роста и распространения трещин в материале, дает заметное увеличение показателей: $R_{изг}/R_{сж}$ в 3–4 раза; V_i/V – в 15 раз, что повышает потенциал использования цемента в материале по показателям $K_{ic}/кг Ц$, W_n/G_{ic} Ц более чем в четыре раза; $G_{ic}/кг$ – более чем в 30 раз.

6. Представленные результаты исследования могут считаться важной составляющей в формирующейся современной научной и инженерной базе, ориентированной на решение предстоящих задач конструирования и синтеза структур высокотехнологичных бетонов с еще более высоким потенциалом сопротивления разрушению. Особо отметим, что решение таких задач будет проходить в условиях цифровизации с обоснованием цифровых двойников оптимальных структур бетонов нового поколения.

Список литературы

1. Wittman F.H. (Ed.) Fracture mechanics of concrete. Amsterdam, Elsevier, 1983. 680 p.
2. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 415 с.
3. Регель В.Р., Слуцкер А.И., Томашевский Э.Е. Кинетическая природа прочности твердых тел. М.: Наука, 1974. 535 с.
4. Зайцев Ю.В., Леонович С.Н. Прочность и долговечность конструкционных материалов с трещиной. Минск: БНТУ, 2010. 362 с.
5. Чернышов Е.М., Коротких Д.Н. Определяющие соотношения показателей сопротивления разрушению цементных бетонов и параметров их структуры // *Строительство и реконструкция*. 2015. № 2 (58). С. 167–174.
6. Лермит Р. Проблемы технологии бетона. М.: Стройиздат, 1959. 294 с.
7. Островский Ю.И., Щепинов В.П., Яковлев В.В. Гologрафические интерференционные методы измерения деформаций. М.: Наука, 1988. 248 с.
8. Селяев В.П., Селяев П.В. Физико-химические основы механики разрушения цементных композитов. Саранск: Изд-во Мордов. ун-та, 2018. 219 с.
9. Шевченко В.И. Применение методов механики разрушения для оценки трещиностойкости и долговечности бетона. Волгоград: Волг. политех. ин-т, 1988. 108 с.
10. Пирадов К.А., Мамаев Т.Л., Кожабеков Т.А., Марченко С.М. Физико-механические, силовые, энергетические и структуроформирующие параметры бетона // *Бетон и железобетон*. 2002. № 2. С. 10.
11. Акчурин Т.К., Ушаков А.В. Теоретические и методологические вопросы определения характеристик трещиностойкости бетона при статическом нагружении. Волгоград: Волгогр. гос. архитектур.-строит. ун-т, 2005. 407 с.

References

1. Wittman F.H. (Ed.) Fracture mechanics of concrete. Amsterdam, Elsevier, 1983. 680 p.
2. Karpenko N.I. Obshchie modeli mekhaniki zhele-zobetona [General models of reinforced concrete mechanics]. Moscow: Stroyizdat, 1996. 416 p.
3. Regel' V.R., Slutsker A.I., Tomashevskii E.E. Kinetichesкая priroda prochnosti tverdykh tel [The kinetic nature of the strength of solids]. Moscow: Nauka, 1974. 535 p.
4. Zaitsev Yu.V., Leonovich S.N. Prochnost' i dolgovechnost' konstruksionnykh materialov s treshchinoi [Strength and durability of cracked structural materials]. Minsk: BNTU, 2010. 362 p.
5. Chernyshov E.M., Korotkikh D.N. Constitutive ratios of indicators of resistance to destruction of cement concretes and parameters of their structure. *Stroitel'stvo i Rekonstruktsiya*. 2015. No. 2 (58), pp. 167–174. (In Russian).
6. Lermitt R. Problemy tekhnologii betona [Concrete technology problems]. Moscow: Stroyizdat, 1959. 294 p.
7. Ostrovskiy Yu.I., Shchepinov V.P., Yakovlev V.V. Golograficheskie interferentsionnye metody izmereniya deformatsii [Holographic interference methods for measuring strains]. Moscow: Nauka, 1988. 248 p.
8. Selyaev V.P., Selyaev P.V. Fiziko-khimicheskie osnovy mekhaniki razrusheniya tsementnykh kompozitov [Physicochemical Foundations of Fracture Mechanics of Cement Composites]. Saransk: Izdatel'stvo Mordovskogo universiteta, 2018. 219 p.
9. Shevchenko V.I. Primenenie metodov mekhaniki razrusheniya dlya otsenki treshchinostoikosti i dolgovechnosti betona [Application of fracture mechanics methods to assess crack resistance and durability of concrete]. Volgograd, 1988. 110 p.
10. Piradov K.A., Mamaev T.L., Kozhabekov T.A., Marchenko S.M. Physical and mechanical, power, energy

12. Ушаков А.В., Акчурин Т.К. Методика графического выделения диаграмм упругого $R_y(f)$ и диссипативного $R_d(f)$ сопротивлений бетона из восходящей ветви диаграммы деформирования $R(f)$ // *Социально-экономические и технологические проблемы развития строительного комплекса и жилищно-коммунального хозяйства региона / Материалы Всероссийской науч.-техн. конф.* Волгоград, 2006. Ч. 1. С. 17–24.
13. Коротких Д.Н. Закономерности разрушения структуры высокопрочных цементных бетонов на основе анализа полных равновесных диаграмм их деформирования. Ч. 1 // *Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Сер. Строительство и архитектура.* 2012. Вып. 26. С. 56–67.
14. Коротких Д.Н. Закономерности разрушения структуры высокопрочных цементных бетонов на основе анализа полных равновесных диаграмм их деформирования. Ч. 2 // *Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Сер. Строительство и архитектура.* 2012. Вып. 27. С. 54–62.
15. Ерофеев В.Т., Макридин Н.И., Максимова И.Н. Механико-акустическое поведение модифицированных структур цементного камня разного возраста // *Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности.* 2019. № 4 (382). С. 74–79.
16. Ушаков С.И. Микротрещинообразование в эпоксидном полимербетоне при сжатии // *Научный вестник ВГАСУ. Строительство и архитектура.* 2010. № 1 (17). С. 28–34.
17. Коротких Д.Н., Ушаков И.И., Ушаков С.И., Чернышов Е.М. Иерархия трещинообразования и многоуровневое дисперсное армирование структуры бетона // *Вестник ОГАСА.* 2010. Т. 2. Вып. 39. С. 4–13.
18. Дюрелли А., Паркс В. Анализ деформаций с использованием муара. М.: Мир, 1974. 353 с.
19. Ayatollahi M.R., Nejati M. Experimental evaluation of stress field around the sharp notches using photoelasticity // *Materials and Design.* 2011. No. 32, pp. 561–569.
20. Цилосани З.Н., Далакишвили Г.Л., Какичашвили Ш.Д. Исследование собственных деформаций силикатного композитного материала (бетона) методом голографической интерферометрии. *Механика и технология композитных материалов: Труды II конференции.* Варна, 1979. С. 550–553.
21. Кесарийский А.Г., Кондращенко В.И., Гребенников Д.А., Гузенко С.В. Исследование деформационных характеристик бетонных образцов лазерно-интерференционными методами // *Вестник гражданских инженеров СПбГАСУ.* 2009. № 4. С. 154–159.
22. Чернышов Е.М., Коротких Д.Н., Кесарийский А.Г. Оценка параметров процесса трещинообразования и structure-forming parameters of concrete. *Beton i Zhelezobeton.* 2002. No. 2, pp. 10. (In Russian).
11. Akchurin T.K., Ushakov A.V. Teoreticheskie i metodologicheskie voprosy opredeleniya kharakteristik treshchinostokosti betona pri staticheskom nagruzhении [Theoretical and methodological issues of determining the characteristics of concrete crack resistance under static loading]. Volgograd: VGASU, 2005. 407 p.
12. Ushakov A.V., Akchurin T.K. The method of graphically highlighting the diagrams of elastic $R_y(f)$ and dissipative $R_d(f)$ resistances of concrete from the ascending branch of the deformation diagram $R(f)$. *Socio-economic and technological problems of the development of the construction complex and housing and communal services of the region / Materials of the All-Russian scientific and technical conference.* Volgograd, 2006. Part 1, pp. 17–24. (In Russian).
13. Korotkikh D.N. Regularities of the destruction of the structure of high-strength cement concretes based on the analysis of complete equilibrium diagrams of their deformation (Part 1). *Vestnik Volgogradskogo Gosudarstvennogo Arkhitekturno-Stroitel'nogo Universiteta. Seriya: Stroitel'stvo i Arkhitektura.* 2012. No. 26, pp. 56–67. (In Russian).
14. Korotkikh D.N. Regularities of the destruction of the structure of high-strength cement concretes based on the analysis of complete equilibrium diagrams of their deformation (Part 2). *Vestnik Volgogradskogo Gosudarstvennogo Arkhitekturno-Stroitel'nogo Universiteta. Seriya: Stroitel'stvo i Arkhitektura.* 2012. No. 27, pp. 54–62. (In Russian).
15. Erofeev V.T., Makridin N.I., Maksimova I.N. Mechanical-acoustic behavior of modified cement stone structures of different ages. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedenii. Tekhnologiya tekstil'noi promyshlennosti.* 2019. No. 4 (382), pp. 74–79. (In Russian).
16. Ushakov S.I. Microcracking in epoxy polymer concrete under compression. *Nauchnyi Vestnik VGASU. Stroitel'stvo i Arkhitektura.* 2010. No. 1 (17), pp. 28–34. (In Russian).
17. Korotkikh D.N., Ushakov I.I., Ushakov S.I., Chernyshov E.M. Hierarchy of cracking and multilevel dispersed reinforcement of the concrete structure. *Vestnik OGA-SA,* 2010. No. 39. Part 2, pp. 4–13. (In Russian).
18. Dyurelli A., Parks V. Analiz deformatsii s ispol'zovaniem muara [Deformation analysis using moire]. Moscow: Mir, 1974. 353 p.
19. Ayatollahi M.R., Nejati M. Experimental evaluation of stress field around the sharp notches using photoelasticity. *Materials and Design.* 2011. No. 32, pp. 561–569.
20. Tsilosani Z.N., Dalakishvili G.L., Kakichashvili Sh.D. Investigation of intrinsic deformations of a silicate composite material (concrete) by the method of holographic interferometry. *Mechanics and technology of composite materials. Proceedings of the II conference.* Varna. 1979, pp. 550–553. (In Russian).

- ния в структуре современных бетонов методом лазерной голографической интерферометрии. *Механика разрушения бетона, железобетона и других строительных материалов: Сб. докл. 6-й международной конф. СПбГАСУ. СПб., 2012. С. 65–71.*
23. Кондращенко В.И., Кесарийский А.Г., Гребенников Д.А., Кендюк А.В., Тарарушкин Е.В. Применение голографической интерферометрии для изучения сложноструктурированных материалов // *Строительные материалы*. 2013. № 6. С. 72–77.
 24. Травуш В.И., Карпенко Н.И., Ерофеев В.Т., Ерофеева И.В., Максимова И.Н., Кондращенко В.И., Кесарийский А.Г. Исследование порошково-активированных бетонов методами лазерной интерферометрии // *Строительные материалы*. 2020. № 4–5. С. 18–28. DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2020-780-4-5-18-28>
 25. Чернышов Е.М., Коротких Д.Н. Феноменология локализованных зон активной диссипации энергии при деформировании и разрушении современных бетонов // *Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Сер. Строительство и архитектура*. 2013. № 31 (50). Ч. 2. С. 212–222.
 26. Баженов Ю.М., Чернышов Е.М., Коротких Д.Н. Конструирование структур современных бетонов: определяющие принципы и технологические платформы // *Строительные материалы*. 2014. № 3. С. 6–14.
 27. Коротких Д.Н., Чернышов Е.М., Акчурин Т.К., Ушаков А.В., Кесарийский А.Г. Оценка эффективности цементных бетонов различных структурных групп по показателям их сопротивления разрушению. *Механика разрушения бетона, железобетона и других строительных материалов: Сб. статей по мат-лам 7-й Междунар. науч. конф. РААСН: В 2 т. Т. 1. Воронеж. Воронежский ГАСУ, 2013. С. 159–177.*
 28. Коротких Д.Н., Чернышов Е.М. Критериальная оценка конструкционного потенциала и технико-экономической эффективности современных цементных бетонов // *Технологии бетонов*. 2016. № 1–2 (114–115). С. 49–52.
 29. Чернышов Е.М., Коротких Д.Н. Определяющие соотношения показателей сопротивления разрушению цементных бетонов и параметров их структуры // *Строительство и реконструкция*. 2015. № 2 (58). С. 167–174.
 30. Коротких Д.Н. Многоуровневое дисперсное армирование структуры бетонов для повышения их вязкости разрушения // *Вестник гражданских инженеров*. 2009. № 3. С. 126–128.
 31. Коротких Д.Н. Дисперсное армирование структуры бетона при многоуровневом трещинообразовании // *Строительные материалы*. 2011. № 3. С. 96–99.
 21. Kesariiskii A.G., Kondrashchenko V.I., Grebennikov D.A., Guzenko S.V. Investigation of the deformation characteristics of concrete samples by laser interference methods. *Vestnik Grazhdanskikh Inzhenerov*. 2009. No. 4, pp. 154–159. (In Russian).
 22. Chernyshov E.M., Korotkikh D.N., Kesariyskiy A.G. Estimation of the parameters of the process of cracking in the structure of modern concrete by the method of laser holographic interferometry. *Mechanics of destruction of concrete, reinforced concrete and other building materials: Collection of articles. Report 6th International Conf. SPbGASU. Saint Petersburg*. 2012, pp. 65–71. (In Russian).
 23. Kondrashchenko V.I., Kesariiskii A.G., Grebennikov D.A., Kendyuk A.V., Tararushkin E.V. Application of holographic interferometry for studying complex-structured materials. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2013. No. 6, pp. 72–77. (In Russian).
 24. Travush V.I., Karpenko N.I., Erofeev V.T., Erofeeva I.V., Maksimova I.N., Kondrashchenko V.I., Kesariiskii A.G. Study of Powder-Activated Concrete by Laser Interferometry. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2020. No. 4–5, pp. 18–28. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2020-780-4-5-18-28>
 25. Chernyshov E.M., Korotkikh D.N. Phenomenology of Localized Zones of Active Dissipation of Energy during Deformation and Fracture of Modern Concrete. *Vestnik Volgogradskogo Gosudarstvennogo Arkhitekturno-Stroitel'nogo Universiteta. Seriya: Stroitel'stvo i Arkhitektura*. 2013. No. 31 (50). Part 2, pp. 212–222. (In Russian).
 26. Bazhenov, Yu. M. Structural design of modern concrete: guiding principles and technology platforms. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2014. No. 3, pp. 6–14. (In Russian).
 27. Korotkikh D.N., Chernyshov E.M., Akchurin T.K., Ushakov A.V., Kesariiskii A.G. Evaluation of the effectiveness of cement concretes of various structural groups in terms of their resistance to destruction. *Mechanics of destruction of concrete, reinforced concrete and other building materials: collection of articles. Articles on materials 7th Int. scientific. conf. RAASN in 2 parts. Part. 1. Voronezh State Architectural University. Voronezh*. 2013, pp. 159–177. (In Russian).
 28. Korotkikh D.N., Chernyshov E.M. Criteria assessment of the structural potential and technical and economic efficiency of modern cement concretes. *Tekhnologii Betonov*. 2016. No. 1–2 (114–115), pp. 49–52. (In Russian).
 29. Chernyshov E.M., Korotkikh D.N. Constitutive ratios of indicators of resistance to destruction of cement concretes and parameters of their structure. *Stroitel'stvo i Rekonstruktsiya*. 2015. No. 2 (58), pp. 167–174. (In Russian).
 30. Korotkikh D.N. Multilevel dispersed reinforcement of the concrete structure to increase their fracture toughness. *Vestnik Grazhdanskikh Inzhenerov*. 2009. No. 3, pp. 126–128. (In Russian).
 31. Korotkikh D.N. Dispersed reinforcement of concrete structure in multilevel cracking. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2011. No. 3, pp. 96–99. (In Russian).

УДК 666.9

В.Г. НАЗАРЕНКО, д-р техн. наук, А.И. ЗВЕЗДОВ, д-р техн. наук, Е.А. ЛАРИОНОВ, д-р техн. наук,
А.А. КВАСНИКОВ, канд. техн. наук (a.a.kvasnikov@gmail.com)

Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона им. А.А. Гвоздева
АО «НИЦ «Строительство» (109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., 6)

Некоторые аспекты теории ползучести бетона

В научных публикациях, посвященных теории ползучести, прослеживаются сомнения в корректности принципа наложения, который не работает при разгрузках. Критикуемые реологические уравнения состояния построены для неубывающих режимов нагружения, и при разгрузках их действительно применять некорректно. Кроме того, сомнения опираются на пресловутую диаграмму $\sigma-\epsilon$ с ниспадающей ветвью, которая может быть построена только при замере в опытах напряжений по заданной деформации. При построении реологических уравнений используется другая диаграмма. Принципиально проблема решена в предложенной А.А. Гвоздевым и развитой К.З. Галузовым двухкомпонентной теории ползучести, и этим окончательно закрыт вопрос о применимости принципа. В этой теории деформации делятся на частичные по принципу их обратимости. Предложен способ такого разделения с возможностью использования существующей нормативной базы, который позволяет существенно адаптировать теорию к потребностям практики.

Ключевые слова: бетон, ползучесть, принцип наложения, мера ползучести, реологические уравнения, нелинейность деформаций.

Для цитирования: Назаренко В.Г., Звездов А.И., Ларионов Е.А., Квасников А.А. Некоторые аспекты теории ползучести бетона // Бетон и железобетон. 2021. № 1 (603). С. 40–43.

V.G. NAZARENKO, Doctor of Sciences (Engineering), A.I. ZVEZDOV, Doctor of Sciences (Engineering),
E.A. LARIONOV, Doctor of Sciences (Engineering), A.A. KVASNIKOV, Candidate of Sciences (Engineering)
Research, Design and Technological Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev
“Research and Development Center “Stroitel'stvo” JSC (6, 2nd Institut'skaya Street, Moscow, 109428, Russian Federation)

Some Aspects of the Concrete Creep Theory

In scientific publications devoted to the theory of creep, there are doubts about the correctness of the superposition principle, which does not work during unloading. The criticized rheological equations of state are constructed for non-decreasing loading modes and it is really not correct to apply them when unloading. In addition, doubts are based on the notorious diagram $\sigma-\epsilon$ with a descending branch, which can only be constructed when measuring stresses in experiments for a given strain. When constructing rheological equations, a different diagram is used. In principle, the problem is solved in the two-component theory of creep proposed by A.A. Gvozdev and developed by K.Z. Galustov, and this finally closes the issue of the applicability of the principle. In this theory, deformations are divided into partial ones according to the principle of their reversibility. A method of such separation with the possibility of using the existing regulatory framework, which makes it possible to significantly adapt the theory to the needs of practice, is proposed.

Keywords: concrete, creep, superposition principle, creep measure, rheological equations, non-linearity of deformations.

For citation: Nazarenko V.G., Zvezdov A.I., Larionov E.A., Kvasnikov A.A. Some aspects of the concrete creep theory. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2021. No. 1 (603), pp. 40–43. (In Russian).

Согласно ГОСТ 24452–80 «Бетоны. Методы определения призменной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона» и ГОСТ 24544–81 «Бетоны. Методы определения деформации усадки и ползучести», мера, или податливость общих относительных деформаций при простом нагружении определена в следующей записи:

$$\delta(t, \tau) = \frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau), \quad (1)$$

где $E(\tau)$ – модуль упругих деформаций; $C(t, \tau)$ – мера простой ползучести в момент времени t при нагружении в момент τ , при которой нельзя построить ниспа-

дающую ветвь. При необходимости построить уравнение состояния по диаграмме с ниспадающей ветвью надо строить уравнение состояния с мерой, отличной от (1), выделить которую из эксперимента на порядок сложнее [1, 2]. Поэтому такие эксперименты редко выполняются. Принцип наложения Больцман применял для деформаций ползучести, полагая модуль упругих деформаций неизменным. Позднее его изменчивость, не меняя сам принцип наложения, отнесли в разряд ползучести путем тождественных преобразований:

$$C(t, \tau) = \frac{1}{E(t)} - \frac{1}{E(\tau)} + C^*(t, \tau). \quad (2)$$

Подставив (2) в (1), получаем:

$$\delta(t, \tau) = \frac{1}{E(t)} + C^*(t, \tau). \quad (3)$$

Как видно, (1) и (3) тождественно равны между собой. Результат наложения полных деформаций с мерой ползучести $C^*(t, \tau)$ и суммирования с мерой ползучести $C(t, \tau)$ одинаков и приводит к эквивалентным выражениям уравнений состояния. Это обстоятельство показывает некорректность критики принципа наложения. Покажем это в развернутом виде.

При простом нагружении $\sigma(\tau) = \text{const}$ в линейной теории ползучести относительные деформации, накопленные на отрезке времени (τ, t) , с учетом (2):

$$\varepsilon(t, \tau) = \sigma(\tau) \left(\frac{1}{E(t)} + C^*(t, \tau) \right).$$

Приращение $\Delta\sigma(t) = \sigma(t) - \sigma(t_0)$ неубывающего напряжения $\sigma(t)$ представляется суммой:

$$\Delta\sigma(t) = \sum_{i=1}^n \Delta\sigma(\tau_i) \quad (4)$$

постоянных на отрезке времени (τ_i, t) напряжений $\Delta\sigma(\tau_i)$, порождающих частичные приращения:

$$\Delta\varepsilon(t, \tau_i) = \frac{\Delta\sigma(\tau_i)}{E(t)} + C^*(t, \tau) \Delta\sigma(\tau_i). \quad (5)$$

По принципу суперпозиции Больцмана и равенству $\sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma(\tau_i)}{E(t)} = \frac{\Delta\sigma(t)}{E(t)}$ приращение, соответствующее разбиению (4) величины $\Delta\sigma(t)$:

$$\Delta\varepsilon(t, t_0) = \frac{\sigma(t) - \sigma(t_0)}{E(t)} + \sum_{i=1}^n [C^*(t, \tau_i)] \Delta\sigma(\tau_i), \quad (6)$$

получается наложением в момент t частичных приращений, отвечающих нагружениям $\Delta\sigma(\tau_i)$ в последовательные предыдущие моменты времени. Переходя к пределу, имеем:

$$\Delta\varepsilon(t, t_0) = \frac{\sigma(t) - \sigma(t_0)}{E(t)} + \int_{t_0}^t C^*(t, \tau) d\sigma(\tau). \quad (7)$$

Интегрируя по частям, получаем:

$$\Delta\varepsilon(t, t_0) = \frac{\sigma(t) - \sigma(t_0)}{E(t)} + C^*(t, t) \sigma(t) - C^*(t, t_0) \sigma(t_0) - \int_{t_0}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C^*(t, \tau) d\tau.$$

Добавляя к $\Delta\varepsilon(t, t_0)$ деформацию $\left[\frac{1}{E(t)} + C^*(t, t_0) \right] \sigma(t_0)$, получим линейное реологическое уравнение при мере ползучести $C^*(t, \tau)$:

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} + C^*(t, t) \sigma(t) - \int_{t_0}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C^*(t, \tau) d\tau. \quad (8)$$

Произведя обратное тождественное преобразование $C^*(t, \tau) = \frac{1}{E(\tau)} - \frac{1}{E(t)} + C(t, \tau)$, с учетом того, что $C(t, t) = C^*(t, t)$, получим:

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_{t_0}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \frac{1}{E(\tau)} d\tau + C(t, t) \sigma(t) - \int_{t_0}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C(t, \tau) d\tau. \quad (9)$$

Приведенные выкладки служат ответом на критику, в которой утверждается, что слагаемое $-\int_{t_0}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \frac{1}{E(\tau)} d\tau$ в (9) является лишним. Оно лишнее в (8), но обязательное в (9), при том что (8) и (9) тождественно равны, ибо получены тождественным преобразованием, и вид реологического уравнения зависит от выбранной меры ползучести.

При $C(t, t) = 0$ (8) точно совпадает с записью А.А. Гвоздева:

$$\varepsilon(t, t_0) = \varepsilon_M(t) - \int_{t_0}^t \varepsilon_M(\tau) L(t, \tau) d\tau, \quad \text{где } L(t, \tau) = E(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \right].$$

Итак, соотношение критикуемого слагаемого к упругой или запаздывающей части деформаций зависит от выбора записи меры ползучести $C^*(t, \tau)$ или $C(t, \tau)$. При отсутствии отмеченного слагаемого уравнение (9) будет некорректным, и это отчетливо видно при подстановке в (9) $\sigma(\tau) = \text{const}$, при которой меняется исходная запись (1) на $\delta(t, \tau) = \frac{1}{E(t)} + C(t, \tau)$. Этот факт не был замечен в [3]. Кроме того, не замечено и то, что критикуемые уравнения состояния построены для неубывающих режимов напряжений без разгрузки и о них до настоящего времени, кроме [3], не опубликовано серьезных критических замечаний о принципе наложения. К тому же критика опирается на диаграмму при релаксации σ - ε , в то время как критикуемые уравнения ползучести используют диаграмму ε - σ . При этом меняются ролями функция и ее аргумент. А это уже серьезный произвол. Кстати, по мнению профессора Е.М. Зверева, причиной трагедии «Трансвааль-парка» в Москве является вовсе не принцип наложения, а использование в качестве перекрытия оболочки, являющейся частью торообразной оболочки, причем именно той, где тор касается плоскости. На этой линии одна из главных кривизн оболочки меняет знак. Это приводит к тому, что тангенциальные усилия, именно те, которые и обеспечивают несущую способность любой оболочки, обращаются в ноль и нагрузку вынуждены нести нетангенциальные (поперечные) силы таким же образом, как это происходит в пластине. В результате оболочка раскрылась по свидетельству очевидцев, «как створки двери», по линии, где тор касается плоскости.

И все это послужило поводом для критики принципа наложения, несправедливо определив его основополагающей ошибкой теории ползучести. Критика должна быть обоснованной и желательна конструктивной. Турбулентность, посеянная критикой для проектировщиков, кроме всего прочего, к ним не отно-

сится потому, что они обязаны руководствоваться не теорией, а нормами, которые принцип наложения, к сожалению, практически не используют. Неконструктивность заключается в том, что наравне с критикой нет предложений по совершенствованию теории. А если они и имеются, то необходимо представить их научному сообществу.

Отмеченное выше показывает, как важен правильный выбор записи меры податливости. Важно, чтобы при таком выборе было достаточно уже существующих экспериментальных данных. В противном случае при самой красивой теории полезный практический результат будет получен не быстро [3, 4]. Эти данные регламентированы ГОСТ 24452–80 и ГОСТ 24544–81, на них и следует ориентироваться. Такая запись приведена выше (1).

Принимая по Е.Н. Щербакову и И.Е. Прокоповичу $C(t, \tau) = C(\infty, 28)\theta(\tau)f(t-\tau)$ с учетом [4], получим:

$$\delta(t, \tau) = \theta(\tau) \left(\frac{1}{E(28)} + C(\infty, 28)(1 - ke^{-\gamma_1(t-\tau)}) \right). \quad (10)$$

Чтобы не конфликтовать с принципом наложения, выделим из этого выражения необратимую часть податливости, которая при линейной ползучести образуется за счет быстронатекающей ее части в момент нагружения $\delta_n(\tau, \tau) = \theta(\tau)(C(\infty, 28)(1-k))$. Обозначив $d = C(\infty, 28)(1-k)$, получим:

$$\delta_n(\tau, \tau) = d\theta(\tau), \quad (11)$$

а обратимая часть определяется разностью между (10) и (11):

$$\delta_{об}(t, \tau) = \theta(\tau) \left(\frac{1}{E(28)} + C(\infty, 28)k(1 - e^{-\gamma_1(t-\tau)}) \right).$$

Введя обозначения $a = \frac{1}{E(28)} + b$, где $b = C(\infty, 28)k$, получим:

$$\delta_{об}(t, \tau) = \theta(\tau)(a - be^{-\gamma_1(t-\tau)}). \quad (12)$$

Заметим, что d , a и b – нормируемые константы свойств бетона.

При простом нагружении $\sigma(\tau) = \text{const}$ в линейной теории ползучести относительные обратимые деформации, накопленные на отрезке времени (τ, t) :

$$\varepsilon_{об}(t, \tau) = \sigma(\tau)\theta(\tau)(a - be^{-\gamma_1(t-\tau)}), \quad (13)$$

а необратимые:

$$\varepsilon_n(\tau, \tau) = \sigma(\tau)d\theta(\tau). \quad (14)$$

Следуя [5], легко построить форму нелинейной меры простой податливости:

$$\delta(\sigma, t, \tau) = f[\sigma(\tau)] \delta(t, \tau), \quad (15)$$

где, по П.И. Васильеву, $f[\sigma(\tau)] = 1 + v\eta(\tau)^m$, а $\eta(\tau) = \sigma(\tau)/R_b(\tau)$ – текущий уровень напряжений; v и m – коэффициенты, значение которых до полу-

чения уточненных данных можно взять из [6]. Развернув (15) в соответствии с (11 и 12), получим:

$$\delta(\sigma, t, \tau) = (1 + v\eta(\tau)^m) \left(\theta(\tau)(a - be^{-\gamma_1(t-\tau)}) + d\theta(\tau) \right),$$

а, перемножив, имеем:

$$\delta(\sigma, t, \tau) = \theta(\tau)(a - be^{-\gamma_1(t-\tau)}) + \theta(\tau)[d(1 + v\eta(\tau)^m) + v\eta(\tau)^m(a - be^{-\gamma_1(t-\tau)})],$$

где первое слагаемое правой части представляет обратимую часть податливости (12), а второе слагаемое – необратимую:

$$\delta_n(\sigma, t, \tau) = \theta(\tau)[d(1 + v\eta(\tau)^m) + v\eta(\tau)^m(a - be^{-\gamma_1(t-\tau)})].$$

Поскольку необратимые деформации вычисляются в момент максимальных напряжений [7], а при монотонно возрастающих нагрузках этот момент наступает при $\tau = t$, то необратимая часть податливости вычисляется при $\tau = t$, и тогда:

$$\delta_n(\sigma, t, t) = \theta(t)[d(1 + v\eta(t)^m) + v\eta(t)^m(a - b)], \quad (16)$$

где $\eta(\tau) = \sigma(\tau)/R_b(\tau)$. Выражение (12) представляет величину линейной обратимой податливости, а (16) – нелинейной необратимой.

Рассмотрим далее частную меру линейной ползучести С.В. Александровского [5]:

$$C(t, \tau) = \psi(\tau) - \psi(t) \frac{(e^{\gamma\tau} - A_2)}{(e^{\gamma t} - A_2)} + \nabla(\tau)(1 - e^{-\alpha(t-\tau)}), \quad (17)$$

где $\alpha \gg \gamma > 0$ и $0 < A_2 < 1$ подбираются в соответствии с экспериментом. Предварительно для оценки принимаем (там же) $\alpha = 5(\text{сут})^{-1}$ и $A_2 = 0,8$. При этих значениях в течение длительности эксперимента $t - \tau = 1 \text{ сут}$ последний член в (17) изменяется менее чем на 0,6%, и этим изменением можно пренебречь. Тогда (17) упрощается до:

$$C(t, \tau) = \psi(\tau) - \psi(t) \frac{(e^{\gamma\tau} - A_2)}{(e^{\gamma t} - A_2)} + \nabla(\tau), \quad (18)$$

где первый и второй члены в правой части представляют частную меру обратимых деформаций простой ползучести, а третий – быстронатекающих необратимых деформаций простой ползучести.

Развернув (15) с учетом (18), получим:

$$C(\sigma, t, \tau) = (1 + v\eta(\tau)^m) \left(\psi(\tau) - \psi(t) \frac{(e^{\gamma\tau} - A_2)}{(e^{\gamma t} - A_2)} + \nabla(\tau) \right),$$

а, перемножив, получим:

$$C(\sigma, t, \tau) = \psi(\tau) - \psi(t) \frac{(e^{\gamma\tau} - A_2)}{(e^{\gamma t} - A_2)} + \nabla(\tau) + v\eta(\tau)^m \left(\psi(\tau) - \psi(t) \frac{(e^{\gamma\tau} - A_2)}{(e^{\gamma t} - A_2)} + \nabla(\tau) \right).$$

Мера распадается на обратимую и необратимую части, только у С.В. Александровского они названы линейными и нелинейными. Согласно нашему методу:

$$C(\sigma, t, \tau) = C_{об}(t, \tau) + C_{ноб}(\sigma, t, \tau), \quad (19)$$

где $C_{об}(t, \tau) = \psi(\tau) - \psi(t) \frac{(e^{\gamma\tau} - A_2)}{(e^{\gamma t} - A_2)};$ (20)

$$C_{ноб}(\sigma, t, \tau) = (1 + \nu\eta(\tau)^m)\nabla(\tau) + \nu\eta(\tau)^m \left(\psi(\tau) - \psi(t) \frac{(e^{\gamma\tau} - A_2)}{(e^{\gamma t} - A_2)} \right).$$

Поскольку необратимые деформации вычисляются в момент прекращения возрастания напряжения [7–11], то мера необратимых деформаций вычисляется при $\tau = t$ и окончательно имеет вид:

Список литературы

1. Назаренко В.Г., Звездов А.И., Ларионов Е.А., Квасников А.А. Концепция развития прикладной теории ползучести железобетона // *Бетон и железобетон*. 2020. № 2 (602). С. 8–11.
2. Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. Харьков: Изд-во Харьковского ун-та, 1968. 324 с.
3. Санжаровский Р.С., Тер-Эммануильян Т.Н., Манченко М.М. Принцип наложения как основополагающая ошибка теории ползучести и стандартов по железобетону // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2018. № 14 (2). С. 92–104.
4. Назаренко В.Г., Звездов А.И., Квасников А.А. Функция старения бетона на основе анализа кинетики химических реакций гидратации цемента // *Бетон и железобетон*. 2020. № 1 (601). С. 57–60.
5. Методические рекомендации по исследованию усадки и ползучести бетона. М.: НИИЖБ, 1975. 117 с.
6. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций. М.: НИИЖБ; М.: Стройиздат, 1988. 120 с.
7. Галустов К.З. Нелинейная теория ползучести бетона и расчет железобетонных конструкций: Монография. М.: Физматлит, 2006. 248 с.
8. Гвоздев А.А., Галустов К.З., Яшин А.В. О некоторых отступлениях от принципа наложения в теории ползучести бетона // *Бетон и железобетон*. 1967. № 8. С. 223–227.
9. Гвоздев А.А., Галустов К.З., Яшин А.В. Об уточнении теории линейной ползучести бетона // *Механика твердого тела*. 1967. № 6.
10. Галустов К.З., Гвоздев А.А. К вопросу о нелинейной теории ползучести бетона при одноосном сжатии // *Механика твердого тела*. 1972. № 1.
11. Галустов К.З. Необратимые деформации ползучести бетона при невысоких напряжениях сжатия. Сборник трудов конференции по проблеме ползучести и усадки бетона. Киев: Стройиздат, 1969.

$$C_{ноб}(\sigma(t), t) = \nabla(t)(1 + \nu\eta(t)^m). \quad (21)$$

Для получения записи податливости нужно подставить полученные меры ползучести в (1).

References

1. Nazarenko V.G., Zvezdov A.I., Larionov E.A., Kvasnikov A.A. Concept of development of the applied theory of reinforced concrete creep. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2020. No. 2 (602), pp. 8–11. (In Russian).
2. Bondarenko V.M. Nekotoryye voprosy nelineynoy teorii zhelezobetonnykh izdeliy [Some questions of the nonlinear theory of reinforced concrete products]. Kharkov: Publishing house of Kharkov University. 1968. 324 p.
3. Sanzharovsky R.S., Ter-Emmanuil'yan T.N., Manchenko M.M. The principle of superposition as a fundamental error in the theory of creep and standards for reinforced concrete. *Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruktsii i sooruzhenii*. 2018. No. 14 (2), pp. 92–104. (In Russian).
4. Nazarenko V.G., Zvezdov A.I., Kvasnikov A.A. Concrete aging function based on the analysis of the kinetics of chemical reactions of cement hydration. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2020 No. 8, pp. 57–60. (In Russian).
5. Methodical recommendations for the study of shrinkage and creep of concrete. Moscow: NIIZhB. 1975. 117 p. (In Russian).
6. Recommendations for accounting for creep and shrinkage of concrete in the calculation of concrete and reinforced concrete structures. Moscow: NIIZHB – Moscow: Stroyizdat, 1988. 120 p. (In Russian).
7. Galustov K.Z. Nelineynaya teoriya polzuchesti betona i raschet zhelezobetonnykh konstruksiy. Monografiya [Nonlinear theory of concrete creep and calculation of reinforced concrete structures. Monograph]. Moscow: Fizmatlit. 2006. 248 p.
8. Gvozdev A.A., Galustov K.Z., Yashin A.V. On some deviations from the imposition principle in the theory of concrete creep. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 1967 No. 8, pp. 223–227. (In Russian).
9. Gvozdev A.A., Galustov K.Z., Yashin A.V. On the refinement of the theory of linear concrete creep. *Mekhanika tverdogo tela*. 1967. No. 6. (In Russian).
10. Galustov K.Z., Gvozdev A.A. On the question of the nonlinear theory of concrete creep under uniaxial compression. *Mekhanika tverdogo tela*. 1972. No. 1. (In Russian).
11. Galustov K.Z. Irreversible deformations of concrete creep at low compressive stresses. *Proceedings of the conference on the problem of concrete creep and shrinkage*. Kiev: Stroyizdat, 1969. (In Russian).

УДК 624.075.23

С.А. ЗЕНИН, канд. техн. наук (lab01@mail.ru),
Р.Ш. ШАРИПОВ, канд. техн. наук,
О.В. КУДИНОВ, инженер

Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона им. А.А. Гвоздева
АО «НИЦ «Строительство» (109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., 6)

Влияние сжимающих напряжений на прочность наклонных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов

В настоящий момент проектировщики сталкиваются с проблемой расчета прочности наклонных сечений вертикальных несущих конструкций железобетонных колонн. Проблема вызвана отсутствием четких указаний по определению сжимающих напряжений при расчете наклонных сечений по прочности в СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01–2003 (с Изменением № 1)». Данное обстоятельство приводит к тому, что при высоких уровнях продольных сжимающих сил расчет прочности по наклонным сечениям требует в ряде случаев достаточно высокого содержания поперечной арматуры, что вызывает существенный перерасход арматуры и сложности конструирования. В статье описаны основные результаты анализа проведенных исследований по оценке влияния сжимающих напряжений на прочность наклонных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов. Рассмотрены вопросы расчета прочности таких конструкций, а также проанализированы методики отечественных и зарубежных нормативных документов. По результатам анализа выполнена оценка соответствия методики действующих нормативных документов результатам исследований.

Ключевые слова: внецентренно сжатые элементы, железобетон, прочность, наклонные сечения, продольная сила, поперечная сила.

Для цитирования: Зенин С.А., Шарипов Р.Ш., Кудинов О.В. Влияние сжимающих напряжений на прочность наклонных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов // Бетон и железобетон. 2021. № 1 (603). С. 44–51.

S.A. ZENIN, Candidate of Sciences (Engineering) (lab01@mail.ru),
R.Sh. SHARIPOV, Candidate of Sciences (Engineering),
O.V. KUDINOV, Engineer

Research, Design and Technological Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev
“Research and Development Center “Stroitel'stvo” JSC (6, 2nd Institutskaya Street, Moscow, 109428, Russian Federation)

Effect of Compressive Stresses on Strength of Inclined Sections of Out-Of-Center Compressed Reinforced Concrete Elements

Currently, designers are faced with the problem of calculating the strength of inclined sections of reinforced concrete columns. The problem is caused by the fact that in SP 63.13330.2018 there are no clear instructions for determining compressive stresses when calculating inclined sections by strength. This circumstance leads to the fact that at high levels of longitudinal compressive forces, the calculation of strength along inclined sections requires in some cases a sufficiently high content of transverse reinforcement, which causes a significant cost overruns of reinforcement and design difficulties. The article describes the main results of the analysis of the research conducted to assess the impact of compressive stresses on the strength of inclined sections of off-center compressed reinforced concrete elements. The issues of calculating the strength of such structures were considered, as well as the methods of domestic and foreign regulatory documents were analyzed. Based on the results of the analysis, the assessment of compliance of the methodology of current regulatory documents with the results of research was performed.

Keywords: out-of-center compressed elements, concrete, strength, inclined sections, longitudinal force, shear force.

For citation: Zenin S.A., Sharipov R.Sh., Kudinov O.V. Effect of compressive stresses on strength of inclined sections of out-of-center compressed reinforced concrete elements. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2021. No. 1 (603), pp. 44–51. (In Russian).

В настоящее время отечественная нормативная база по проектированию бетонных и железобетонных конструкций обладает в целом достаточно совершенным инструментом, позволяющим решать как общие, так и частные задачи, связанные с рас-

четом и конструированием бетонных и железобетонных конструкций. Этот инструмент – нормативный документ ранга свода правил – СП 63.13330.2018, который содержит как общие указания, так и детализированные указания по расчету и конструирова-

нию конструкций из бетона и железобетона. Однако иногда возникают отдельные задачи, которые требуют более точного расчетного подхода, в частности уточнения имеющихся в указанном СП расчетных методик, для обеспечения необходимой надежности конструкций.

Актуальность работы вызвана тем, что в настоящий момент проектировщики сталкиваются с проблемой расчета прочности наклонных сечений вертикальных несущих конструкций колонн. Проблема вызвана тем, что в действующих нормативных документах отсутствуют четкие указания по определению сжимающих напряжений при расчете наклонных сечений по прочности. Данное обстоятельство приводит к тому, что при высоких уровнях продольных сжимающих сил расчет прочности по наклонным сечениям требует в ряде случаев достаточно высокого содержания поперечной арматуры, что вызывает существенный перерасход арматуры и сложности конструирования.

С целью решения указанной проблемы лабораторией № 1 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева в 2019 г. была выполнена научно-исследовательская работа (НИР) по данному вопросу, в которой были проведены всесторонние исследования, включая имеющийся обширный опыт отечественных ученых в данной области, а также опыт зарубежных стран. В статье приведены наиболее интересные результаты оценки влияния продольных сжимающих напряжений на прочность наклонных сечений, выявленные в процессе данной работы.

Анализ отечественной научно-технической, нормативной и методической литературы

Вопросами изучения прочности наклонных сечений, включая учет продольных сил, занимались многие отечественные исследователи и ученые, среди которых А.А. Гвоздев, А.С. Залесов, М.С. Боришанский, Г.И. Кириакиди, Р.Л. Маилян, С.В. Поляков, П.Ф. Вахненко, И.Н. Никитин, Н.Н. Трекин и др. [1–6]. Ряд результатов этих исследований нашел отражение в отечественной нормативной базе.

Для практических инженерных расчетов по решению задач прочности наклонного сечения в отечественной практике проектирования используют упрощенные приемы и методы. В результате расчет, требующийся для обеспечения прочности железобетонного элемента, сводится в двум основным случаям. Первый – это расчет по наклонной трещине, по сжатой и растянутой зонам, второй – по бетонному блоку (по наклонной бетонной полосе, расположенной между наклонными трещинами).

Как известно, основными компонентами, характеризующими несущую способность наклонного се-

чения железобетонного элемента, являются несущая способность по бетону Q_b и по поперечной арматуре Q_{sw} . Также имеются дополнительные факторы, например силы зацепления, действующие по берегам наклонной трещины [1]. Однако удовлетворительные методы определения таких составляющих на данный момент отсутствуют.

Несущая способность по бетону Q_b (поперечная сила, воспринимаемая бетоном над наклонной трещиной) в общем случае определяется из анализа опытных данных. Основными составляющими несущей способности по бетону Q_b являются: прочность бетона на растяжение R_{bt} , ширина сечения b и рабочая высота сечения Q_0 . Таким образом, можно сказать, что базовым выражением несущей способности по бетону является $R_{bt}bh_0$. Также установлено, что несущая способность наклонного сечения по бетону Q_b существенно зависит от пролета среза C (проекция наклонного сечения). С увеличением пролета среза C несущая способность по бетону Q_b резко снижается.

Несущая способность по арматуре Q_{sw} определяется из условия, что железобетонный элемент разрушается по наклонному сечению при достижении напряжениями в поперечной арматуре, пересекающей трещину, сопротивлений арматуры растяжению R_s . При этом также учитывают неравномерность распределения растягивающих напряжений в поперечной арматуре по длине наклонной трещины путем введения поправочных понижающих коэффициентов к расчетному сопротивлению арматуры R_s , получая известную характеристику R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры. Таким образом, несущая способность наклонного сечения по арматуре Q_{sw} определяется как суммарная величина усилий в отдельных стержнях поперечной арматуры с пониженными расчетными сопротивлениями R_{sw} на некоторой расчетной величине пролета среза C .

В нормативной базе предыдущих поколений, регламентирующих проектирование железобетонных конструкций – СНиП 2.03.01–84* «Бетонные и железобетонные конструкции», в Пособии к СП 52-101–2003 «Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101–2003)» – отражен в целом именно вышеуказанный общепринятый расчетный подход к оценке прочности наклонных сечений, в котором оценивается несущая способность наклонных сечений по сжатой наклонной полосе и по наклонной трещине с определением суммарного вклада Q_b и Q_{sw} . При этом в приведенных методиках имелись и отдельные положения по учету влия-

яния сжимающих или растягивающих напряжений на прочность наклонных сечений железобетонных элементов, разработанные в том числе на основании результатов проведенных исследований, описанных ниже.

По результатам исследования сопротивления внецентренно сжатых элементов безраскосных железобетонных ферм поперечной силе [2] установлено, что продольная сжимающая сила при внецентренном сжатии увеличивает сопротивление элементов действию поперечной силы. С учетом этого в работе [2] предлагается для несущей способности по бетону Q_b внецентренно сжатых элементов ввести повышающий коэффициент, определяемый по формуле:

$$k_{N1} = 1 + 0,05 \frac{N}{R_p b h_0} \leq 1,2, \quad (1)$$

где R_p – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению; b – ширина поперечного сечения элемента; h_0 – рабочая высота поперечного сечения элемента; N – продольная сжимающая сила.

Обширное исследование проведено группой авторов [3] по оценке прочности колонн по наклонным сечениям при действии сейсмических нагрузок, по результатам которого установлено, что сжатая арматура играет существенную роль в сопротивлении элемента по наклонному сечению, и сделаны рекомендации о применении в общем случае для расчета прочности наклонных сечений методики, описанной в работе А.А. Гвоздева и А.С. Залесова [4]. При этом в расчетные формулы методики дополнительно вводится продольная сила и сжатая арматура. Как показал сравнительный анализ, имеется хорошее совпадение расчетных и опытных результатов (рис. 1).

Можно сказать, что в этой работе сформулирована зависимость между относительной величиной предельной поперечной силы по бетону $Q/R_b b h_0$ и относительной сжимающей силы $N/R_b b h_0$ в виде криволинейной функции $Q=f(N)$ с восходящей и нисходящей ветвями.

Также представляют интерес результаты, приведенные в более поздней работе [5]. В работе приведены результаты экспериментального исследования по оценке прочности наклонных сечений железобетонных изгибаемых элементов при больших уровнях продольной сжимающей силы. Результаты испытаний свидетельствуют о том, что между продольным сжимающим усилием N и поперечным усилием Q имеется уже известная криволинейная зависимость параболической формы с восходящей и нисходящей ветвями $Q=f(N)$. В данном исследовании авторами уделено внимание именно нисходящей ветви.

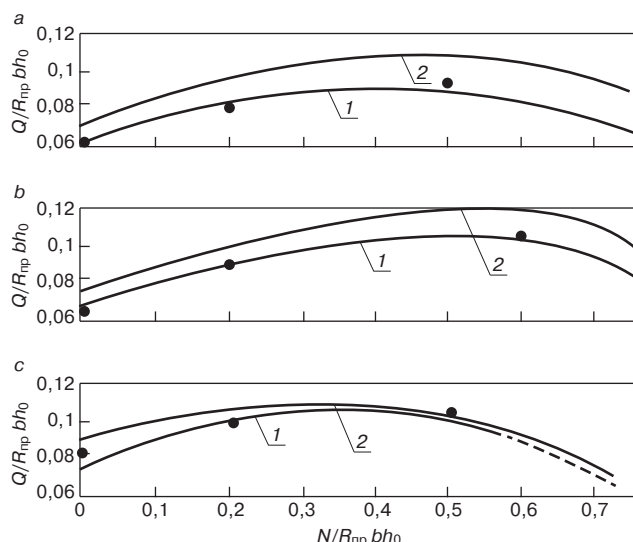


Рис. 1. Изменение относительной величины предельной поперечной силы в зависимости от относительной величины продольных сжимающих сил при различных шагах хомутов: а – $u=h$; б – $u=0,5h$; в – $u=0,25h$ (u – шаг хомутов; h – высота поперечного сечения элемента); 1, 2 – расчет соответственно по наклонным и нормальным сечениям; • – опытные точки

Fig. 1. Graph of changes in the relative value of the maximum transverse force depending on the relative value of the longitudinal compressive force at different steps of the transverse reinforcement: а – $u=h$; б – $u=0,5h$; в – $u=0,25h$ (u – the step of the transverse reinforcement; h – the height of the cross-section of the element) 1, 2 – calculation according to inclined and normal sections, respectively; • – pilot points

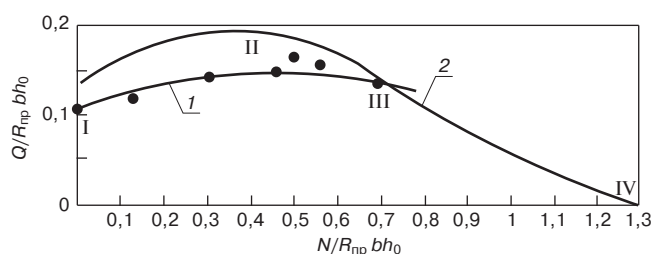


Рис. 2. Сопротивление железобетонных элементов при совместном действии продольных сжимающих сил и поперечного изгиба: 1 – по наклонному сечению; 2 – по нормальному сечению

Fig. 2. Resistance of reinforced concrete elements under the combined action of longitudinal compressive forces and transverse bending: 1 – on an inclined cross-section; 2 – on a normal cross-section

Результаты испытаний позволили выделить три основные формы разрушения: по наклонной трещине от груза к опоре, по сжатой наклонной полосе между грузом и опорой и одновременно по сжатой наклонной полосе в пределах пролета среза и нормальному сечению под грузом. Экспериментально были получены данные о прочности по наклонным сечениям во всем диапазоне изменения продольного сжимающего усилия (рис. 1, 2): при изгибе ($N=0$), на восходящей кривой при сжаторастянутом сечении ($N \leq 0,4 R_p b h_0$), в области максимума ($N = (0,4-0,5) R_p b h_0$) и на нисходящей ветви кривой при полностью сжатом сечении ($N > 0,5 R_p b h_0$).

Авторами установлено, что участок I–II, соответствующий восходящей ветви (рис. 2), характеризуется первой формой разрушения. Участок кривой II–III (в области максимума и на нисходящей ветви) характеризуется второй формой разрушения, участок III–IV – третьей. Также подчеркивается, что при проектировании железобетонных элементов, подвергнутых поперечному изгибу и действию продольных сжимающих сил высокого уровня ($N > 0,5 R_{np} b h_0$), необходима проверка прочности наклонной сжатой полосы по отдельно приведенной в работе методике, имеющей хорошее совпадение с результатами экспериментов.

Вышеприведенные теоретические и экспериментальные исследования в том числе были учтены при разработке норм следующего поколения – СНиП 2.03.01–84* «Бетонные и железобетонные конструкции». Согласно СНиП 2.03.01–84* несущая способность по бетону при расчете наклонных сечений учитывает влияние сжимающих усилий путем введения коэффициента φ_n , вводимого в зависимость для определения несущей способности Q_b как множитель $(1 + \varphi_n)$. Следует отметить, что учет влияния продольных сил согласно СНиП 2.03.01–84* производят только для расчета наклонных сечений по наклонной трещине. При расчете по сжатой наклонной полосе данное влияние не учитывают. Коэффициент φ_n определяют по формуле:

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt} b h_0} \leq 0,5, \quad (2)$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению; b – ширина поперечного сечения элемента; h_0 – рабочая высота поперечного сечения элемента; N – продольная растягивающая сила.

Для предварительно напряженных элементов вместо N подставляют усилие предварительного обжатия P . Положительное влияние продольных сжимающих сил не учитывают, если они создают изгибающие моменты, одинаковые по знаку с моментами от действия поперечной нагрузки.

Как видно, влияние сжимающих напряжений согласно СНиП 2.03.01–84* в целом оказывает положительное влияние на несущую способность по бетону – происходит ее увеличение. При этом данное увеличение имеет определенное ограничение: значение поправочного коэффициента $(1 + \varphi_n)$ принимают не более 1,5. Таким образом, при максимальном действии продольной силы увеличение несущей способности наклонного сечения по бетону Q_b может происходить до 1,5 раз. Также следует отметить, что положительное влияние продольных сжимающих сил учитывается только в том случае, если эти усилия дают момент, обратный моменту от поперечных сил.

После выхода СНиП 2.03.01–84* отечественные исследователи также продолжили изучение вопроса влияния продольных сил на прочность наклонных сечений, результаты которых приведены в [6]. В ней описаны результаты оценки влияния величины эксцентриситета приложения продольной сжимающей силы на прочность железобетонных элементов по наклонным сечениям.

Нормативный документ по проектированию бетонных и железобетонных конструкций следующего поколения – СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения», распространяющийся на конструкции без предварительного напряжения арматуры, не содержит указания по учету влияния продольных сил на прочность наклонных сечений. В нормах проектирования того же периода, разработанных для предварительно напряженных конструкций, – СП 52-102-2004 «Предварительно напряженные железобетонные конструкции» имеется лишь общее указание о допустимости определения несущей способности наклонного сечения по бетону Q_b с учетом влияния усилия предварительного обжатия P напрягаемой арматуры. Положения действующих норм того времени развернуты в пособиях, в частности в Пособии к СП 52-101-2003.

В Пособии к СП 52-101-2003 содержатся достаточно четкие указания по расчету прочности внецентренно сжатых элементов по наклонным сечениям. Расчет в общем случае выполняется аналогично расчету изгибаемых элементов с введением коэффициента φ_n к несущей способности по бетону Q_b при расчете по наклонной трещине. В данном случае коэффициент φ_n определяется по формуле:

$$\varphi_n = 1 + 3 \frac{N}{N_b} - 4 \left(\frac{N}{N_b} \right)^2. \quad (3)$$

При большом уровне продольных сжимающих сил, т. е. при $N/N_b > 0,5$ коэффициент φ_n вводится в расчет несущей способности по сжатой наклонной полосе и определяется по формуле:

$$\varphi_n = 2 \left(1 - \frac{N}{N_b} \right). \quad (4)$$

В формулах 3 и 4 $N_b = 1,3 R_{bt} A$, но не менее N .

Таким образом, в Пособии к СП 52-101-2003 учтен характер влияния продольных сил на прочность наклонных сечений, а также характерные схемы разрушений при различных уровнях значений продольных сжимающих сил, выявленные в работах А.С. Залесова, А.Р. Маиляна, С.Г. Шеиной [5, 6].

Согласно действующему в настоящее время СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» влияние сжи-

мающих напряжений при расчете по полосе между наклонными сечениями и по наклонным сечениям следует учитывать при помощи коэффициента φ_n , на который умножают соответствующие несущие способности по бетону Q_b , вычисленные без учета влияния продольных сил. Значения коэффициента φ_n принимают равными $\varphi_n=1$ для изгибаемых конструкций без предварительного напряжения арматуры. В остальных случаях при сжимающих напряжениях в сечении значения коэффициента φ_n принимают равными:

$$\begin{aligned}\varphi_n &= 1 + \sigma_{cp} / R_b & - \text{при } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 R_b; \\ \varphi_n &= 1,25 & - \text{при } 0,25 R_b < \sigma_{cp} \leq 0,75 R_b; \\ \varphi_n &= 5(1 - \sigma_{cp} / R_b) & - \text{при } 0,75 R_b < \sigma_{cp} \leq R_b,\end{aligned}$$

где σ_{cp} – среднее сжимающее напряжение в бетоне от воздействия продольных сил, принимаемые положительными; R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию. Величину σ_{cp} принимают как среднее напряжение в сечениях элементов. Допускается величину σ_{cp} определять без учета арматуры при содержании продольной арматуры не более 3%.

Как видно, методика СП 63.13330.2018 для расчета элементов на действие поперечных сил также включает в себя такой параметр, как коэффициент φ_n , который характеризует влияние продольных сил на общую несущую способность по бетону. Соотношение σ_{cp} / R_b в целом можно охарактеризовать как уровень средних сжимающих напряжений в сечении и принять аналогичным соотношению N / N_{max} . При этом, как установлено по результатам экспериментальных исследований, влияние продольных сил сказывается на несущей способности сечения именно по бетону, поэтому рассмотрение в указанном соотношении сопротивления только бетона в целом согласуется с результатами экспериментальных исследований.

Анализ зарубежных нормативных документов

Среди основных нормативных документов зарубежных стран, касающихся данного вопроса, отдельно следует отметить следующие нормативные документы: EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures [7] и ACI 318M-14 Building Code Requirements for Structural Concrete [8].

Расчет элементов на действие поперечных сил по Eurocode 2 [7] производится по стержневой модели, включающей бетонные наклонные полосы и наклонные полосы, содержащие поперечную арматуру. При отсутствии поперечной арматуры расчет производится по эмпирической зависимости. Также устанавливается эмпирическая зависимость, определяющая предельную прочность по сжатому бетону. Таким об-

разом, имеется качественное различие в методике расчета по Eurocode 2 [7] и по отечественным нормам – СП 63.13330.2018 при достаточной близости отдельных элементов расчета.

При определении максимальной несущей способности наклонного сечения элемента по бетону в европейских нормах введен коэффициент α_{cw} , учитывающий уровень напряжения в сжатом поясе стержневой модели. Данный коэффициент в целом аналогичен коэффициенту φ_n , рассмотренному выше и применяемому в отечественной нормативно-технической литературе.

Согласно Eurocode 2 [7] рекомендуемое значение для α_{cw} следующее:

$\alpha_{cw}=1$ – для конструкций без предварительного напряжения;

$$\begin{aligned}\alpha_{cw} &= 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} & - \text{при } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}; \\ \alpha_{cw} &= 1,25 & - \text{при } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}; \\ \alpha_{cw} &= 2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) & - \text{при } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd},\end{aligned}$$

где σ_{cp} – среднее сжимающее напряжение в бетоне вследствие действия расчетных осевых сил, принимаемое положительным. Его принимают средним для бетонного сечения с учетом арматуры.

Таким образом, в европейских нормах применен в целом аналогичный подход к оценке влияния продольных сил на несущую способность наклонных сечений. В целом применена упрощенная криволинейная параболическая диаграмма зависимости $Q=f(N)$ с восходящей и нисходящей ветвями.

Как показал анализ основных американских нормативных документов по проектированию бетонных и железобетонных конструкций ACI 318M-14 [8], в них также имеются отдельные указания по учету сжимающих продольных сил на прочность сечений на срез. Аналогично европейским нормам и отечественным нормам, учет сжимающих сил согласно ACI 318M-14 [8] выполняют при расчете прочности сечений по бетону на срез.

Учет продольных сжимающих сил выполнен не в явном виде, т. е. не в виде отдельных коэффициентов. Их можно определить исходя из сравнения соответствующих несущих способностей по бетону на срез, определяемых с учетом и без учета продольных сил.

Следует отметить, что американскими нормами предусмотрен общий случай к определению несущей способности по бетону на срез, кроме того, имеется более точная методика ее определения.

Условный коэффициент φ_n для общего случая расчета, учитывающий влияние продольных сил на прочность бетона на срез согласно нормам ACI 318M-14 [8], составляет:

$$\varphi_n = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right). \quad (5)$$

Для точной методики расчета несущей способности V_c условный коэффициент φ_n , учитывающий влияние продольных сил на прочность бетона на срез, может быть выражен следующими зависимостями:

$$\varphi_n = \frac{1}{1 - \frac{N_u(4h-d)}{M_u}}; \quad (6)$$

$$\varphi_n = \sqrt{1 + \frac{0,29N_u}{A_g}}, \quad (7)$$

где A_g – площадь поперечного сечения; d – рабочая высота сечения; h – высота поперечного сечения; M_u – изгибающий момент в сечении; N_u – продольная сила в сечении.

Таким образом, видно, что зависимость несущей способности по бетону на срез, согласно американским нормам, также позволяет учесть влияние продольных сжимающих сил, их различный уровень, а в отдельных случаях и эксцентриситет приложения продольной силы.

Результаты анализа

Влияние продольных сжимающих сил на прочность наклонных сечений имеет достаточно сложный характер. В первую очередь продольные силы оказывают влияние на поперечную силу, воспринимаемую бетоном Q_b . Также по результатам анализа испытаний на поперечную силу, воспринимаемую бетоном, оказывает влияние уровень сжимающих сил N . В частности, установлено, что с ростом сжимающей продольной силы N одновременно наблюдается рост несущей способности Q_b . Однако при достаточно высоком уровне сжимающих сил имеет место ее падение. Кроме того, весомый вклад на величину поперечной силы по бетону Q_b оказывает величина и направление эксцентриситета сжимающей продольной силы N . Таким образом, характер влияния сжимающей продольной силы N на величину поперечной силы, воспринимаемой бетоном Q_b , описывается некоторой функцией $Q = f(N)$. По результатам анализа экспериментальных данных установлено, что данная функция является в целом криволинейной – параболической формы с восходящей и нисходящей ветвями.

Для удобства анализа данной функции можно принять некоторое соотношение поперечных сил, воспринимаемых бетоном с учетом продольной сжимающей силы Q_{bN} и без нее Q_b . Данное соотношение выражается в отечественной нормативно-технической литературе как коэффициент φ_n :

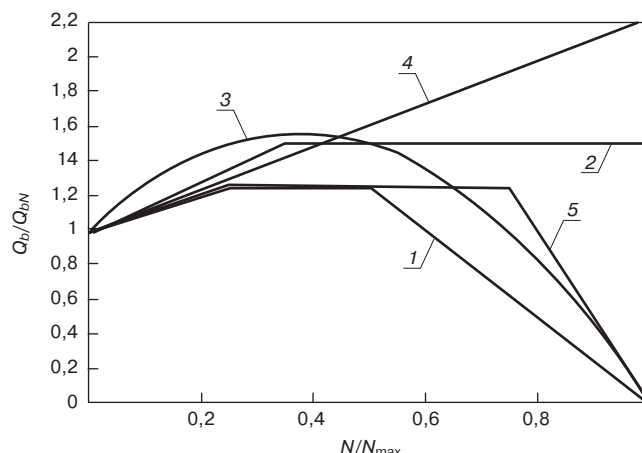


Рис. 3. Зависимости отношений Q_{bN}/Q_b от N/N_{max} по результатам анализа СП 63.13330.2018 и других отечественных и зарубежных нормативно-технических документов: 1 – Eurocode 2; 2 – СНиП 2.03.01–84; 3 – Пособие к СП 52-101–2003; 4 – ACI 318M-14 (общий случай); 5 – СП 63.13330.2018

Fig. 3. Graph of the relationship between Q_{bN}/Q_b on N/N_{max} based on the analysis of SP 63.13330.2018 and other domestic and foreign regulatory and technical documents: 1 – Eurocode 2; 2 – SNiP 2.03.01–84; 3 – Manual for SP 52-101–2003; 4 – ACI 318M-14 (general case); 5 – SP 63.13330.2018

$$\varphi_n = \frac{Q_{bN}}{Q_b}. \quad (8)$$

При этом для удобства анализа можно принять величину поперечной силы, воспринимаемую бетоном Q_b , исходя из базовой модели сопротивления наклонного сечения:

$$Q_b = R_{bt} b h_0. \quad (9)$$

Как указывалось выше, на величину Q_b оказывает влияние и уровень сжимающих продольных сил. Для оценки уровня сжимающих продольных сил достаточно удобным будет оперировать соотношением N/N_{max} . В данном соотношении N – величина сжимающей продольной силы, N_{max} – максимальная величина продольных сжимающих сил, воспринимаемая нормальным сечением. Данное соотношение в целом можно характеризовать как уровень средних напряжений. Таким образом, для оценки и анализа имеющихся данных нормативно-технической литературы удобно пользоваться указанными соотношениями.

На основании данных соотношений была выполнена оценка отдельных наиболее характерных подходов в отечественной, а также зарубежной нормативно-технической литературе (рис. 3).

Как показано на рис. 3, по СП 63.13330.2018 влияние продольных сил на несущую способность по бетону характеризуется трехлинейной диаграммой: с восходящим участком, горизонтальным и ниспадающим участками. На первом линейном участке несущая

способность возрастает на 25%, затем принимается постоянной при повышении уровня средних напряжений в нормальном сечении элемента до $N/N_{\max}=0,75$, после чего линейно снижается, достигая нуля при уровне средних напряжений $N/N_{\max}=1$.

Видно, что поведение коэффициента φ_n , определяемого по СП 63.13330.2018, на начальной стадии роста продольных сжимающих сил (до уровня $N/N_{\max}=0,5$) сопоставимо с методикой, приведенной в европейских нормативных документах – Eurocode 2 [7]. Однако при достижении уровня средних напряжений до $N/N_{\max}=0,5$ евро нормами предусмотрено снижение несущей способности по бетону. В отличие от Eurocode 2 [7] снижение несущей способности по бетону в СП 63.13330.2018 предусмотрено только после достижения средних напряжений уровня $N/N_{\max}=0,5$. Данная особенность в общем случае может приводить к проблеме резкого снижения теоретической прочности по бетону Q_b при действии поперечных сил по мере незначительного приближения продольной сжимающей силы к некоторому максимальному значению.

Также следует отметить, что принятая в Пособии к СП 52-101–2003 нелинейная (параболическая) зависимость с максимумом возрастания расчетного значения прочности по бетону до 56% при уровне средних напряжений $N/N_{\max}=0,35–0,4$ в целом также имеет аналогичный характер методикам СП 63.13330.2018 и Eurocode 2 [7]. Параболическая форма достаточно хорошо отвечает результатам экспериментальных данных, полученных в работах [3, 5, 6], в виде зависимости между относительной величиной предельной поперечной силы по бетону $Q/R_b b h_0$ и относительной сжимающей силой $N/R_b b h_0$ в виде криволинейной функции $Q=f(N)$ с восходящей и нисходящей ветвями. При этом методики евро норм и СП 63.13330.2018 имеют аппроксимированный вид данной нелинейной зависимости, что несколько упрощает выполнение расчетов.

Таким образом, можно заключить, что сформулированные в СП 63.13330.2018 указания по учету продольных сжимающих сил при расчете по прочности наклонных сечений железобетонных элементов при действии поперечных сил в целом сопоставимы с отдельными имеющимися методиками.

При этом принятая в СП 63.13330.2018 методика учета продольных сжимающих сил при расчете наклонных сечений в достаточной степени гармонизирована с европейскими нормами по проектированию железобетона и в целом согласуется с результатами экспериментальных исследований.

Однако следует отметить, что принятая в СП 63.13330.2018 расчетная модель учета продоль-

ных сил также не учитывает ряд различных факторов. Это обстоятельство касается учета различных схем разрушений элементов в зависимости от уровня средних сжимающих напряжений (продольной сжимающей силы N), учета эксцентриситета приложения сжимающей силы, включая его направление. Кроме того, имеет место проблема резкого снижения теоретической несущей способности по бетону Q_b при незначительном изменении величины продольной сжимающей силы при средних уровнях напряжений выше 0,75.

В части учета различных схем разрушения следует отметить, что по результатам экспериментального исследования, приведенного в [5], установлено, что криволинейная зависимость $Q=f(N)$, соответствующая восходящей ветви, характеризуется формой разрушения по наклонной трещине [9]. Участок кривой в области максимума и на начале нисходящей ветви характеризуется формой разрушения по сжатой наклонной полосе, а участок нисходящей ветви кривой – одновременным исчерпанием несущей способности по сжатой наклонной полосе в пределах пролета среза и по нормальному сечению.

Данное обстоятельство в целом учтено методикой СП 63.13330.2018, однако не совсем корректно, особенно в части ниспадающей ветви кривой зависимости $Q=f(N)$, т. е. в области высокого уровня сжимающих сил. Согласно СП 63.13330.2018 снижение несущей способности по бетону при действии поперечных сил предусмотрено как для схемы разрушения по наклонным сечениям, так и для схемы разрушения по сжатой наклонной полосе, тогда как результатами испытаний установлено, что в данном случае имеет место разрушение только по сжатой наклонной полосе.

Также по результатам исследований установлено, что ниспадающая ветвь зависимости $Q=f(N)$ наблюдается при среднем уровне напряжений, отвечающем значению 0,5–0,7, тогда как СП 63.13330.2018 предусмотрено снижение несущей способности по бетону лишь с уровня 0,75. С одной стороны, данная модель позволяет проектировать в целом достаточно прочные конструкции при соблюдении в них среднего уровня напряжения порядка 0,5–0,75, а с другой – данное решение не совсем осторожно и приводит к резкому падению несущей способности по бетону при уровнях средних напряжений более 0,75.

Заключение

Выполненный анализ имеющихся методик и подходов по учету влияния сжимающих напряжений на прочность наклонных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов показал, что принятая

СП 63.13330.2018 методика по расчету железобетонных элементов на действие поперечных сил с учетом продольных сжимающих сил в общем случае отражает общую модель, полученную по результатам экспериментальных исследований и выраженную в виде упрощенной модели учета влияния продольных сил на прочность наклонных сечений железобетонных элементов в виде трехлинейной кривой зависимости $Q=f(N)$ с восходящим, горизонтальным и нисходящим участками.

Также следует отметить, что методика, принятая в СП 63.13330.2018, в достаточной степени гармонизируется с методикой, принятой в европейских нормативных документах – Eurocode 2 [7], где также принята упрощенная трехлинейная зависимость $Q=f(N)$. При этом для ниспадающих участков по методикам отечественных и европейских норм приняты различные подходы к оценке несущей способности по бетону.

По результатам анализа установлено, что в отдельных случаях методика, принятая в СП 63.13330.2018, требует отдельных корректировок и уточнений, в частности учета возможных схем разрушения, учета влияния уровня напряжений и других факторов.

Список литературы

1. Залесов А.С., Кодыш Э.Н., Лемыш Л.Л., Никитин И.К. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям. М.: Стройиздат, 1988. 320 с.
2. Кириакиди Г.И., Шеина С.Г. Сопротивление внецентренно-сжатых элементов безраскосных ферм поперечной силе // *Бетон и железобетон*. 1978. № 10. С. 8.
3. Поляков С.В., Кулыгин Ю.С., Городецкий В.А., Гвоздев А.А., Залесов А.С., Ильин О.Ф. Прочность колонн по наклонным сечениям при действии сейсмических нагрузок // *Бетон и железобетон*. 1979. № 6. С. 13–15.
4. Гвоздев А.А., Залесов А.С. К расчету прочности наклонных сечений железобетонных элементов // *Бетон и железобетон*. 1978. № 11. С. 27–28.
5. Залесов А.С., Маилян А.Р., Шеина С.Г. Прочность элементов при поперечном изгибе с продольными сжимающими силами высокого уровня // *Бетон и железобетон*. 1984. № 3. С. 34–35.
6. Залесов А.С., Маилян А.Р., Шеина С.Г. Влияние продольных сжимающих сил на прочность сжатых изогнутых элементов по наклонным сечениям // *Бетон и железобетон*. 1989. № 2. С. 35–36.
7. EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings.
8. ACI 318M-14 Building Code Requirements for Structural Concrete.
9. Шеина С.Г. Прочность и трещиностойкость наклонных сечений железобетонных элементов при совместном действии продольных сжимающих и поперечных сил. Дис. ... канд. техн. наук. Ростов-на-Дону. 1984. 186 с.
1. Zalesov A.S., Kodysh E.N., Lemysh L.L., Nikitin I.K. Raschet zhelezobetonnykh konstruksii po prochnosti, treshchinostoičnosti i deformatsiyam [Calculation of reinforced concrete structures for strength, crack resistance and deformations]. Moscow: Stroyizdat, 1988. 320 p.
2. Kiriakidi G.I., Sheina S.G. Resistance of off-center compressed elements of non-bevel trusses to the transverse force. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and reinforced concrete]. 1978. No. 10, pp. 8. (In Russian).
3. Polyakov S.V., Kulygin Yu.S., Gorodetskii V.A., Gvozdev A.A., Zalesov A.S., Il'in O.F. The strength of the columns on the inclined cross sections under the action of seismic loads. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and reinforced concrete]. 1979. No. 6, pp. 13–15. (In Russian).
4. Gvozdev A.A., Zalesov A.S. On calculating the strength of inclined sections of reinforced concrete elements. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and reinforced concrete]. 1978. No. 11, pp. 27–28. (In Russian).
5. Zalesov A.S., Mailyan A.R., Sheina S.G. The strength of the elements under transverse bending and longitudinal compressive forces a high level. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and reinforced concrete]. 1984. No. 3, pp. 34–35. (In Russian).
6. Zalesov A.S., Mailyan A.R., Sheina S.G. The effect of longitudinal compressive forces on the strength of compressed-bent elements on the inclined cross sections. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and reinforced concrete]. 1989. No. 2, pp. 35–36. (In Russian).
7. EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings.
8. ACI 318M-14 Building Code Requirements for Structural Concrete.
9. Sheina S.G. Strength and crack resistance of inclined sections of reinforced concrete elements under the combined action of longitudinal compressive and transverse forces. Cand. Diss. (Engineering). Rostov-on-don. 1984. 186 p. (In Russian).

Требования к подготовке научно-технической статьи

Журнальная научно-техническая статья – это сочинение небольшого размера (до пяти журнальных страниц), что само по себе определяет границы изложения темы статьи.

Необходимыми элементами научно-технической статьи являются:

- постановка проблемы в общем виде и ее связь с важными научными или практическими задачами;
- анализ последних достижений и публикаций, в которых начато решение данной проблемы и на которые опирается автор, выделение ранее не решенных частей общей проблемы, которым посвящена статья;
- формулирование целей статьи (постановка задачи);
- изложение основного материала исследования с полным обоснованием полученных результатов;
- выводы из данного исследования и перспективы дальнейшего поиска в избранном направлении.

Научные статьи рецензируются специалистами. Учитывая открытость журнала «Жилищное строительство» для ученых и исследователей многих десятков научных учреждений и вузов России и СНГ, представители которых не все могут быть представлены в редакционном совете издания, желательно представлять одновременно со статьей отношение ученого совета организации, где проведена работа, к представляемому к публикации материалу в виде сопроводительного письма или рекомендации.

Библиографические списки цитируемой, использованной литературы должны подтверждать следование автора требованиям к содержанию научной статьи.

НЕ РЕКОМЕНДУЕТСЯ:

1. Включать ссылки на федеральные законы, подзаконные акты, ГОСТы, СНиПы и др. нормативную литературу. Упоминание нормативных документов, на которые опирается автор в испытаниях, расчетах или аргументации, лучше делать непосредственно по тексту статьи.
2. Ссылаться на учебные и учебно-методические пособия; статьи в материалах конференций и сборниках трудов, которым не присвоен ISBN и которые не попадают в ведущие библиотеки страны и не индексируются в соответствующих базах.
3. Ссылаться на диссертации и авторефераты диссертаций.
4. Самоцитирование, т. е. ссылки только на собственные публикации автора. Такая практика не только нарушает этические нормы, но и приводит к снижению количественных публикационных показателей автора.

ОБЯЗАТЕЛЬНО следует:

1. Ссылаться на статьи, опубликованные за последние **2-3 года** в ведущих отраслевых научно-технических и научных изданиях, на которые опирается автор в построении аргументации или постановке задачи исследования.
2. Ссылаться на монографии, опубликованные за последние пять лет. Более давние источники также негативно влияют на показатели публикационной активности автора.

Несомненно, что возможны ссылки и на классические работы, однако не следует забывать, что наука всегда развивается поступательно вперед и незнание авторами последних достижений в области исследований может привести к дублированию результатов, ошибкам в постановке задачи исследования и интерпретации данных.

Технические требования к предоставляемым материалам

- текст статьи должен быть набран в редакторе Microsoft Word и сохранен в формате *.doc или *.rtf и не должен содержать иллюстраций;
- графический материал (графики, схемы, чертежи, диаграммы, логотипы и т. п.) предоставляется отдельными файлами и должен быть выполнен в графических редакторах: CorelDraw, Adobe Illustrator и сохранен в форматах *.cdr, *.ai, *.eps соответственно. Все шрифты в кривых. Сканирование графического материала и импорт его в перечисленные выше редакторы недопустимо;
- иллюстративный материал (фотографии, коллажи и т. п.) необходимо сохранять в формате *.tif, *.psd, *.jpg (качество «8 – максимальное») или *.eps с разрешением не менее 300 dpi, размером не менее 85 мм по ширине, цветовая модель **Grayscale** .

Материал, передаваемый в редакцию в электронном виде, должен сопровождаться: рекомендательным письмом руководителя предприятия (института); лицензионным договором о передаче права на публикацию; **распечаткой, лично подписанной авторами**; рефератом объемом не менее 100 слов на русском и английском языках; подтверждением, что статья предназначена для публикации в журнале «Строительные материалы», ранее нигде не публиковалась и в настоящее время не передана в другие издания; сведениями об авторах с указанием полностью фамилии, имени, отчества, ученой степени, должности, контактных телефонов, почтового и электронного адресов. Иллюстративный материал должен быть передан в виде оригиналов фотографий, негативов или слайдов, распечатки файлов.

В 2006 г. в журнале «Строительные материалы»[®] был опубликован ряд статей «Начинающему автору», ознакомиться с которыми можно на сайте журнала www.rifsm.ru/files/avtoru.pdf

В издательстве «Стройматериалы» вы можете приобрести специальную литературу

Монография «Защита деревянных конструкций»

Автор – Ломакин А.Д.

Рассмотрены вопросы конструкционной и химической защиты деревянных конструкций, используемых в малоэтажном домостроении, при строительстве зданий и сооружений гражданского и промышленного назначения, в том числе, с химически агрессивной средой, а также открытых сооружений (автодорожных и пешеходных мостов, опор ЛЭП и др.). Освещены вопросы защиты от эксплуатационных воздействий и возгорания несущих конструкций из клееной древесины и ЛВЛ и приведено краткое описание наиболее эффективных средств и способов их защиты. Описаны методы оценки защитных свойств покрытий для древесины, методика и результаты натурных климатических испытаний покрытий на образцах и фрагментах конструкций. Приведены методика и результаты мониторинга влажностного состояния несущих клееных деревянных конструкций в процессе эксплуатации.



Монография «Производство деревянных клееных конструкций»

Автор – заслуженный деятель науки России, д-р техн. наук Ковальчук Л.М.

В книге рассмотрены основные вопросы технологии изготовления ДКК, показаны области их применения, описаны материалы для их изготовления. Особое внимание уделено вопросам оценки качества, методам испытаний, приемке и сертификации клееных конструкций. В книге приведен полный перечень отечественных и зарубежных нормативных документов, регламентирующих производство и применение ДКК.



Учебное пособие «Химическая технология керамики»

Авторы – Андрианов Н.Т., Балкевич В.Л., Беляков А.В., Власов А.С., Гузман И.Я., Лукин Е.С., Мосин Ю.М., Скидан Б.С.

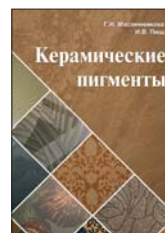
Освещены вопросы современного состояния технологии основных видов керамических изделий строительного, хозяйственного-бытового и технического назначения, а также различных видов огнеупоров. Главное внимание уделено основным процессам технологии керамики и ее свойствам. Подробно изложены характеристика различных видов сырья, проблемы подготовки керамических масс различного вида и их формование различными методами, особенности механизмов спекания, а также дополнительные виды обработки керамики: металлизация, глазурование, декорирование, механическая обработка. Детально описаны свойства керамических изделий – механические, деформационные, теплофизические, электрофизические, в том числе при высоких температурах.



Книга «Керамические пигменты»

Авторы – Масленникова Г.Н., Пищ И.В.

В монографии рассмотрены физико-химические основы синтеза пигментов, в том числе термодинамическое обоснование реакций, теория цветности, современные методы синтеза пигментов и их классификация, методы оценки качества. Приведены сведения по технологии пигментов и красок различных цветов и кристаллических структур. Описаны современные методы декорирования керамическими красками изделий из сортового стекла, фарфора, фаянса и майолики. Книга предназначена для научных сотрудников, студентов, специализирующихся в области технологии керамики и стекла, а также для инженерно-технических работников, занятых в производстве керамических изделий и красок.



Книга «Технология производства стеновых цементно-песчаных изделий»

Авторы – Балахшин Ю.З., Терехов В.А.

Описано производство и применение стеновых материалов методом вибропрессования из цементно-песчаных бетонов. Рассмотрена существующая и перспективная номенклатура изделий и их свойства. Даны характеристики сырьевым материалам – песку, щебню, вяжущим и химическим добавкам, и рекомендации по подбору состава бетонной смеси. Подробно представлена технология производства цементно-песчаных вибропрессованных стеновых изделий. Особое внимание уделено технологическому контролю на производстве и техническому контролю и обслуживанию оборудования. Книга предназначена для организации производственно-технического обучения на предприятии, будет полезна инженерно-техническому персоналу и широкому кругу специалистов.



Книга «Технология гипсовых отделочных материалов и изделий»

Автор – Федулов А.А.

В книге описано производство гипсовых отделочных материалов и изделий от добычи сырья до упаковки готовой продукции. Особое внимание автор уделяет подробному описанию технологических линий и отдельных единиц оборудования, установленных на передовых предприятиях гипсовой промышленности. В книге представлено большое количество иллюстраций всех технологических переделов, которые помогут глубже представить и понять технологические процессы производства того или иного изделия. Описание технологии каждого вида гипсовых изделий основывается на существующих производственных регламентах предприятий России, Германии и Дании, включая шахты, карьеры, которые автор посещал лично.

Книга предназначена студентам, изучающим производство строительных материалов и конструкций в качестве дополнительного материала по технологии современных гипсовых изделий, а также для инженеров-технологов заводов, производящих гипсовую продукцию в качестве справочного материала.



Заказать литературу можно через редакцию, направив заявку по e-mail: mail@rifsm.ru, по тел.: (499) 976-22-08, 976-20-36; или оформить заказ на сайте www.rifsm.ru

