

НАУКА и ТЕХНИКА

Международный
научно-технический журнал



Science V. 18, No 2
and Technique (2019)

International
Scientific and Technical Journal

Серия 2. Строительство

Series 2. Civil and Industrial Engineering

Издается с января 2002 года

Published from January 2002

Периодичность издания – один раз в два месяца

Publication frequency – bimonthly

Учредитель

Белорусский национальный
технический университет

Founder

Belarusian National
Technical University

Журнал включен в базы данных:

Web of Science Core Collection (ESCI), EBSCO, DOAJ, WorldCat,
OpenAIRE, Google Scholar, РИНЦ, ЭБС «Лань», НЭБ «КиберЛенинка», Соционет

The Journal is included in the following databases:

Web of Science Core Collection (ESCI), EBSCO, DOAJ, WorldCat,
OpenAIRE, Google Scholar, RISC, Lan, CyberLeninka, Socionet

СОДЕРЖАНИЕ

CONTENTS

Строительство

Civil and Industrial Engineering

Босаков С. В., Мордич А. И., Карякин А. А., Сонин С. А., Дербенцев И. С. Распределение усилий под нагрузкой в многопустотных плитах сборно-монолитного перекрытия, опертого на несущие стены	93
Tingguo Liu, Zankavich V. N., Aliakseyeu Yu. H., Khroustalev B. M. Recycling of Materials for Pavement Dressing: Analytical Review (Лю Тингуо, Занкович В. Н., Алексеев Ю. Г., Хрусталеv Б. М.) Ресайклинг материалов дорожных одежд: аналитический обзор)	104
Давыдов Е. Ю. Некоторые замечания к проектированию стальных конструкций по европейским нормам	113
Leonovich S. N., Sviridov D. V., Belanovich A. L., Savenko V. P., Karpushenkov S. A. Heat-Resistant Foam Concrete on the Basis of Two-Component Binder (Леонович С. Н., Свиридов Д. В., Беланович А. Л., Савенко В. П., Карпушенков С. А.) Жаростойкий пенобетон на основе двухкомпонентного вяжущего)	121

Bosakov S. V., Mordich A. I., Karyakin A. A., Sonin S. A., Derbentcev I. S. Distribution of Load Forces in Hollow Core Slabs of Precast Solid Floor Supported on Bearing Walls	93
Tingguo Liu, Zankavich V. N., Aliakseyeu Yu. H., Khroustalev B. M. Recycling of Materials for Pavement Dressing: Analytical Review	104
Davydov Y. Y. Some Comments on Designing of Steel Structures According to European Standards.	113
Leonovich S. N., Sviridov D. V., Belanovich A. L., Savenko V. P., Karpushenkov S. A. Heat-Resistant Foam Concrete on the Basis of Two-Component Binder	121

Осипов С. Н., Захаренко А. В., Чик В. М.
Некоторые стохастические особенности карбонизации бетона и железобетона 127

Нияковский А. М., Романиук В. Н., Чичко А. Н., Яцкевич Ю. В.
Верификация нестационарной математической модели твердения бетона в теплотехнологических установках 137

Веремениук В. В., Ивашечкин В. В., Немеровец О. В.
Моделирование процесса изменения уровней в каскаде из двух русловых водохранилищ при пропуске половодья 146

Бегунова Н. В., Грахов В. П., Возмищев В. Н., Кислякова Ю. Г.
Сравнительная оценка результатов испытаний бетонных балок с композитной арматурой и расчетных данных 155

Купавыкх К. С., Купавыкх А. С., Моренов В. А.
Analysis of Implementation Effectiveness of Two Working Fluids Characterized by Different Viscoelastic Characteristics at Hydrodynamic Impact on the Borehole Bottom Zone (Купавых К. С., Купавых А. С., Моренов В. А. Анализ эффективности применения двух рабочих жидкостей с различными вязкоупругими характеристиками при гидродинамическом воздействии на призабойную зону пласта) 164

Алексеев В. В., Вабищевич К. Ю., Верхотурова Е. В.
Моделирование асфальтобетона методом дискретных элементов 171

Osipov S. N., Zakharenko A. V., Chik V. M.
Some Stochastic Specific Features of Concrete and Reinforced Concrete Carbonization 127

Niyakovskii A. M., Romaniuk V. N., Chichko A. N., Yaczkevich Yu. V.
Verification of Non-Stationary Mathematical Model of Concrete Hardening in Thermal Technological Installations 137

Veremenyuk V. V., Ivashchkin V. V., Nemerovets O. V.
Modeling of Process for Level Changes in Cascade of Two Channel Water Reservoirs in Case of Flooding 146

Begunova N. V., Grahov V. P., Vozmishchev V. N., Kislyakova J. G.
Comparative Evaluation of Test Results of Concrete Beams with Fiberglass Rebar and Calculated Data 155

Kupavykh K. S., Kupavykh A. S., Morenov V. A.
Analysis of Implementation Effectiveness of Two Working Fluids Characterized by Different Viscoelastic Characteristics at Hydrodynamic Impact on the Borehole Bottom Zone 164

Alekseenko V. V., Vabishchevich K. Yu., Verkhoturova E. V.
Modeling of Asphalt Concrete While Using Discrete Element Method 171

**Главный редактор
Борис Михайлович Хрусталеv**

Редакционная коллегия

- В. В. БАБИЦКИЙ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Республика Беларусь),*
- В. Г. БАШТОВОЙ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Республика Беларусь),*
- А. В. БЕЛЫЙ (Физико-технический институт Национальной академии наук Беларуси, Минск, Республика Беларусь),*
- В. П. БОЙКОВ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Республика Беларусь),*
- С. В. БОСАКОВ (Республиканское унитарное предприятие по строительству «Институт БелНИИС», Минск, Республика Беларусь),*
- Ю. В. ВАСИЛЕВИЧ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Республика Беларусь),*

**Editor-in-Chief
Boris M. Khroustalev**

Editorial Board

- V. V. BABITSKY (Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus),*
- V. G. BASHTOVOI (Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus),*
- A. V. BYELI (Physical-Technical Institute of National Academy of Sciences of Belarus, Minsk, Republic of Belarus),*
- V. P. BOYKOV (Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus),*
- S. V. BOSAKOV (Republican Unitary Scientific-Research Enterprise for Construction "Institute BelNIIS", Minsk, Republic of Belarus),*
- Yu. V. VASILEVICH (Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus),*

- О. Г. ДЕВОЙНО (Белорусский национальный технический университет, Минск, Республика Беларусь),
- К. В. ДОБРЕГО (Белорусский национальный технический университет, Минск, Республика Беларусь),
- П. И. ДЯЧЕК (Белорусский национальный технический университет, Минск, Республика Беларусь),
- М. З. ЗГУРОВСКИЙ (Национальный технический университет Украины «Киевский политехнический институт», Киев, Украина),
- Р. Б. ИВУТЬ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Республика Беларусь),
- А. С. КАЛИНИЧЕНКО (Белорусский национальный технический университет, Минск, Республика Беларусь) (заместитель главного редактора),
- М. Г. КИСЕЛЕВ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Республика Беларусь),
- Я. Н. КОВАЛЕВ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Республика Беларусь),
- В. В. КОЗЛОВСКИЙ (Минский филиал федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего профессионального образования «Российский экономический университет имени Г. В. Плеханова», Минск, Республика Беларусь),
- В. М. КОНСТАНТИНОВ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Республика Беларусь),
- Н. В. КУЛЕШОВ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Республика Беларусь),
- С. Н. ЛЕОНОВИЧ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Республика Беларусь),
- С. А. МАСКЕВИЧ (Международный государственный экологический институт имени А. Д. Сахарова Белорусского государственного университета, Минск, Республика Беларусь),
- Э. И. МИХНЕВИЧ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Республика Беларусь),
- НГУЕН ТХУ НГА (Научный энергетический институт Вьетнамской академии наук и технологий, Ханой, Социалистическая Республика Вьетнам),
- М. ОПЕЛЯК (Технический университет «Люблинская политехника», Люблин, Республика Польша),
- О. Г. ПЕНЯЗЬКОВ (Институт тепло- и массообмена имени А. В. Лыкова НАН Беларуси, Минск, Республика Беларусь),
- О. G. DEVOINO (Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus),
- K. V. DOBREGO (Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus),
- P. I. DYACHEK (Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus),
- M. Z. ZGUROVSKY (National Technical University of Ukraine “Kyiv Polytechnic Institute”, Kiev, Ukraine),
- R. B. IVUT (Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus),
- A. S. KALINICHENKO (Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus) (Deputy Editor-in-Chief),
- M. G. KISELEV (Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus),
- Ya. N. KOVALEV (Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus),
- V. V. KOZLOVSKIY (Minsk Branch of Plekhanov Russian University of Economics, Minsk, Republic of Belarus),
- V. M. KONSTANTINOV (Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus),
- N. V. KULESHOV (Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus),
- S. N. LEONOVICH (Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus),
- S. A. MASKEVICH (International Sakharov Environmental Institute of Belarusian State University, Minsk, Republic of Belarus),
- E. I. MIHNEVICH (Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus),
- NGUYEN THU NGA (Institute of Energy Science of the Vietnam Academy of Science and Technology, Hanoi, Republic of Vietnam),
- M. OPELYAK (Lublin University of Technology “Politechnika Lubelska”, Lublin, Republic of Poland),
- O. G. PENYAZKOV (A. V. Luikov Heat and Mass Transfer Institute of the National Academy of Sciences of Belarus, Minsk, Republic of Belarus),

Г. А. ПОТАЕВ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Республика Беларусь),
О. П. РЕУТ (Филиал БНТУ «Институт повышения квалификации и переподготовки кадров по новым направлениям развития техники, технологии и экономики», Минск, Республика Беларусь),
Ф. А. РОМАНИУК (Белорусский национальный технический университет, Минск, Республика Беларусь),
И. И. СЕРГЕЙ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Республика Беларусь),
В. Л. СОЛОМАХО (Республиканский институт инновационных технологий Белорусского национального технического университета, Минск, Республика Беларусь),
С. А. ЧИЖИК (Национальная академия наук Беларуси, Минск, Республика Беларусь),
А. Н. ЧИЧКО (Белорусский национальный технический университет, Минск, Республика Беларусь),
В. К. ШЕЛЕГ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Республика Беларусь),
Й. ЭБЕРХАРДШТАЙНЕР (Венский технический университет, Вена, Австрия),
Б. А. ЯКИМОВИЧ (Ижевский государственный технический университет имени М. Т. Калашникова, Ижевск, Российская Федерация)

G. A. POTAEV (Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus),
O. P. REUT (Branch of the BNTU "Institute of Advanced Training and Retraining for New Areas of Engineering, Technology and Economy", Minsk, Republic of Belarus),
F. A. ROMANIUK (Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus),
I. I. SERGEY (Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus),
V. L. SOLOMAKHO (Republic Institute of Innovative Technologies of the Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus),
S. A. CHIZHIK (The National Academy of Sciences of Belarus, Minsk, Republic of Belarus),
A. N. CHICHKO (Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus),
V. K. SHELEG (Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus),
J. EBERHARDSTEINER (Vienna University of Technology, Vienna, Austria),
B. A. YAKIMOVICH (M. T. Kalashnikov Izhevsk State Technical University, Izhevsk, Russian Federation)

Ответственный секретарь редакции

В. Н. Гурьянчик

Адрес редакции

Белорусский национальный технический университет
пр. Независимости, 65, корп. 2, комн. 327
220013, г. Минск, Республика Беларусь

Тел. +375 17 292-65-14

E-mail: sat@bntu.by

<http://sat.bntu.by>

Executive Secretary of Editorial Staff

V. N. Guryanichy

Address

Belarusian National Technical University
Nezavisimosty Avenue, 65, Building 2, Room 327
220013, Minsk, Republic of Belarus

Tel. +375 17 292-65-14

E-mail: sat@bntu.by

<http://sat.bntu.by>

Перерегистрировано в Министерстве информации Республики Беларусь 19 декабря 2011 г.

Регистрационный номер 285

С 2002 г. издание выходило под названием «Вестник БНТУ»

ISSN 2227-1031. Подписные индексы 00662, 006622

Подписано в печать 28.03.2019. Формат бумаги 60×84 1/8. Бумага мелованная. Печать цифровая.

Усл. печ. л. 11,75. Уч.-изд. л. . Тираж 100 экз. Дата выхода в свет . Заказ № .

Отпечатано в БНТУ. Лицензия ЛП № 02330/74 от 03.03.2014.

220013, г. Минск, пр. Независимости, 65.

© Белорусский национальный технический университет, 2019

<https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-93-103>

УДК 624.012.46:624.073

Распределение усилий под нагрузкой в многопустотных плитах сборно-монолитного перекрытия, опертого на несущие стены

Докт. техн. наук, проф. С. В. Босаков¹, канд. техн. наук А. И. Мордич²,
канд. техн. наук, проф. А. А. Карякин³,
кандидаты техн. наук, доценты С. А. Сонин³, И. С. Дербенцев³

¹Белорусский национальный технический университет (Минск, Республика Беларусь),

²ООО «БЭСТинжиниринг» (Минск, Республика Беларусь),

³Южно-Уральский государственный университет (Национальный исследовательский университет) (Челябинск, Российская Федерация)

© Белорусский национальный технический университет, 2019
Belarusian National Technical University, 2019

Реферат. Потребности снижения себестоимости строительства жилых и общественных зданий и обеспечения в них свободной и трансформируемой при эксплуатации планировочной структуры вызывают интерес к стеновым системам зданий, выполняемым с большим шагом несущих стен. Для сокращения трудозатрат и повышения темпа строительства в такой несущей системе здания также требуются максимальное использование крупногабаритных сборных изделий и минимизация расхода монолитного бетона. При этом сборные изделия должны быть заменяемы по условиям местной (региональной) базы стройиндустрии, а объема монолитного бетона достаточно для обеспечения полного перераспределения внутренних усилий между элементами несущей системы под нагрузкой. Применительно к описанной несущей стеновой системе многоэтажного здания в статье представлена конструкция плоского сборно-монолитного перекрытия, образованного многопустотными плитами и монолитными ригелями, опираемого на несущие стены. Многопустотные плиты, опертые по торцам на монолитные ригели в плоскостях несущих стен, размещены плотными группами между монолитными связевыми ригелями. Плотные контакты между элементами перекрытия зафиксированы внутренними связями. На основании натурных испытаний и существующих теоретических положений получены новые данные по распределению усилий в элементах перекрытия при действии вертикальной нагрузки. Установлено, что под действием этой нагрузки в плоскости перекрытия вдоль обеих главных осей возникают реактивные распорные усилия, обеспечивающие работу каждой группы многопустотных плит в перекрытии как эффективной цельной сплошной пластины, опертой по контуру. Учет реактивных распорных усилий позволяет наиболее точно оценить несущую способность и жесткость сборно-монолитного перекрытия и при многопустотных плитах толщиной 220 мм обеспечить увеличение шага несущих стен до 8 м и более.

Ключевые слова: сборно-монолитное перекрытие, многопустотные плиты, монолитные ригели, несущие стены, продольный и поперечный распор, несущая способность, жесткость

Для цитирования: Распределение усилий под нагрузкой в многопустотных плитах сборно-монолитного перекрытия, опертого на несущие стены / С. В. Босаков [и др.] // *Наука и техника*. 2019. Т. 18, № 2. С. 93–103. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-93-103>

Адрес для переписки

Мордич Александр Иванович
ООО «БЭСТинжиниринг»
просп. Машерова, 9, оф. 211
220002, г. Минск, Республика Беларусь,
Тел.: +375 17 284-83-45
alex.mordich@mail.ru

Address for correspondence

Mordich Alexander I.
BESTinzhiniring
9, off. 211 Masherova Ave.,
220002, Minsk, Republic of Belarus
Tel.: +375 17 284-83-45
alex.mordich@mail.ru

Distribution of Load Forces in Hollow Core Slabs of Precast Solid Floor Supported on Bearing Walls

S. V. Bosakov¹, A. I. Mordich², A. A. Karyakin³, S. A. Sonin³, I. S. Derbentsev³

¹Belarusian National Technical University (Minsk, Republic of Belarus),

²BESTinzhiniring (Minsk, Republic of Belarus),

³South Ural State University (National Research University) (Chelyabinsk, Russian Federation)

Abstract. The need to cut construction cost of residential and public buildings and provide them with a free and transformable planning structure during their operation cause interest in building wall systems with a large step of bearing walls. In order to reduce labor inputs and increase rate of construction in such building load-bearing system it is also necessary to maximize the use of large-sized prefabricated products and minimize consumption of in-situ concrete. In this case prefabricated products should be substituted according to the conditions of local (regional) construction industry base and volume of in-situ concrete must be sufficient to ensure a complete redistribution of internal forces between elements of the bearing system under load. As for the described bearing wall system of a multi-storey building the paper presents a flat precast solid floor formed by hollow-core slabs and monolithic crossbars supported by load-bearing walls. The hollow-core slabs supported at the ends on cast-in-place crossbars in the planes of bearing walls are arranged in dense groups between cast-in-place braced cross-beams. Dense contacts between overlapping elements are fixed by internal bonds. New data on distribution of forces in floor elements under the action of a vertical load have been obtained on the basis of full-scale tests and existing theoretical assumptions. It has been established that due to this load reactive thrust forces ensuring an operation of every hollow-core slab group in the floor as an effective solid plate supported along the contour have been originated in the floor plane along two main axes. Calculation of the reactive thrust forces makes it possible more accurately to assess a load-bearing capacity and rigidity of the precast solid floor and to increase a step of bearing walls up to 8 m and more while having hollow-core slabs with a thickness of 220 mm.

Keywords: precast solid floor, hollow core slabs, monolithic crossbars, bearing walls, longitudinal and transverse thrusts, load carrying capacity, rigidity

For citation: Bosakov S. V., Mordich A. I., Karyakin A. A., Sonin S. A., Derbentsev I. S. (2019). Distribution of Load Forces in Hollow Core Slabs of Precast Solid Floor Supported on Bearing Walls. *Science and Technique*. 18 (2), 93–103. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-93-103> (in Russian)

Введение

Стеновые несущие системы могут обеспечить достаточно высокие потребительские качества многоэтажных жилых и общественных зданий и минимизировать себестоимость их строительства. Действительно, выполнение несущими стенами дополнительно ограждающих функций, сравнительно небольшая толщина и развитая площадь их горизонтальных сечений при достаточном размере шага размещения этих стен в здании позволяют заметно снизить его материалоемкость и получить разнообразную планировочную структуру. Очевидно, по этим причинам дома повышенной этажности и высотные чаще реализуют в стеновых системах [1]. Несущие стены могут быть выполнены как из монолитного железобетона, так и сборными, сборно-монолитными. Для их устройства практически не требуются высокопрочные бетоны, что дополнительно снижает себестоимость строительства. Технология возведения зданий стеновой системы достаточно про-

ста и доступна любому квалифицированному подрядчику.

В [2] показано, что при шаге несущих стен, например, 7,2 м возможно выполнить помещения площадью 40–45 м² с достаточным количеством функциональных зон для реализации свободной, вариантной и/или гибкой планировки. Для увеличения шага несущих стен многоэтажных зданий панельных систем, наиболее распространенных на территории бывшего СССР, на конференции [3] было признано целесообразным вместо сплошных панельных плит применить в перекрытиях многопустотные плиты (МПП). Свод правил [4] допускает применение в перекрытиях панельных зданий МПП безопалубочного формования (ПБФ). Опираемые на стены предусмотрены по балочной схеме с возможным частичным защемлением опорных участков. Из-за отсутствия в ПБФ закладных деталей и наличия в них только продольной арматуры высота панельного здания с такими перекрытиями ограничена до 50 м.

Как показывают результаты испытаний [5] и опытов [6, 7], альтернативой сборному перекрытию в зданиях стеновых систем может быть сборно-монолитное перекрытие (рис. 1). Сборные многопустотные плиты в таком перекрытии размещены между связевыми ригелями плотными группами и оперты по торцам верхней полкой на бетонные шпонки монолитных несущих ригелей. Шпонки размещены в полостях МПП по торцам на глубину (100 ± 10) мм. Ригели 3 выполнены в плоскостях несущих стен и жестко объединены с ними. По торцам плиты 4 могут быть дополнительно оперты нижней полкой на панели

несущих стен. Для этого их торцы заводят в стену 1 на толщину защитного слоя 20–25 мм. Для фиксации плотных контактов между элементами перекрытия ригели 3, 5 и при необходимости межплитные швы снабжены внутренними сквозными связями 6, выполняемыми стержневой арматурой. Связи 6 предназначены ограничивать перемещения МПП в плоскости перекрытий при действии нагрузки. Как показали опыты [6, 7], при ограничении смещений МПП от поворота относительно их оси в замкнутой рамной ячейке под вертикальной нагрузкой возникает поперечный распор.

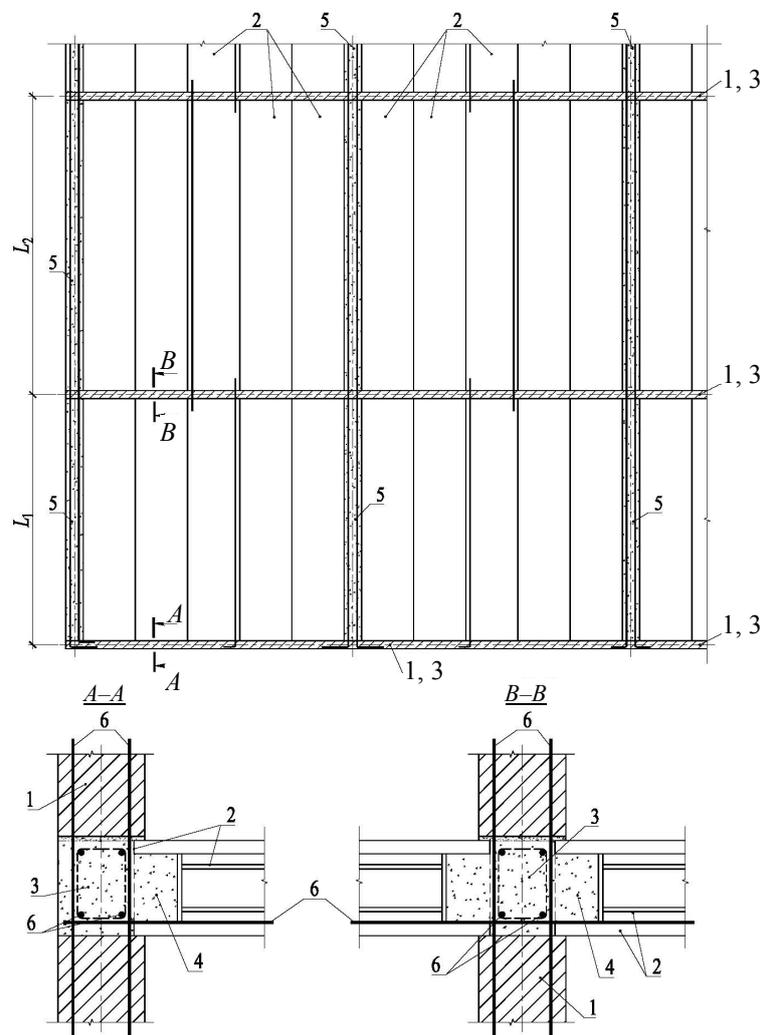


Рис. 1. Плоское сборно-монолитное перекрытие, образованное многопустотными плитами безопалубочного формирования и опертое на несущие стены: 1 – несущая стена; 2 – сборная многопустотная плита; 3 – монолитный несущий ригель; 4 – бетонная шпонка несущего ригеля; 5 – связевый ригель; 6 – арматура внутренних сквозных связей

Fig. 1. Flat precast solid floor formed by hollow-core slabs of off-formwork casting and supported on bearing walls: 1 – bearing wall; 2 – precast hollow core slab; 3 – monolithic bearing crossbar; 4 – concrete key of bearing crossbar; 5 – tie beam; 6 – reinforcement of internal pass-through ties

По этой причине отмечено существенное повышение жесткости и несущей способности МПП в составе перекрытия по сравнению со свободно опертыми плитами-близнецами [6]. Дополнительное повышение этих показателей благодаря плотным контактам торцов МПП с несущими ригелями обеспечивается продольным распором [5]. В [8] по результатам испытаний сборно-монолитных перекрытий также подтверждается их повышенная несущая способность и отмечается, что до настоящего времени механизм работы сборно-монолитного перекрытия раскрыт недостаточно. Совершенно очевидно, что программные средства на основе плоскостного конечно-элементного анализа, применяемые для расчета несущих систем при проектировании зданий, такой задачи тоже не решают [9].

Цель исследований авторов – получение новых данных о характере работы под нагрузкой сборно-монолитного перекрытия, образованного МПП и опертого на несущие стены, разработка предложений для практической оценки его жесткости и несущей способности. Для решения поставленной задачи потребовалось выполнить дополнительный анализ результатов натурных испытаний конструкции плоского сборно-монолитного перекрытия [5] и сопоставить их с известными расчетно-теоретическими положениями [9–13].

Конструкция перекрытия

Детально конструкция перекрытия представлена в [5], ниже приведены только основные его параметры, требуемые для анализа. Нагрузению была подвергнута ячейка перекрытия у его кромки (рис. 2), включавшая шесть сборных МПП (ПБФ) по серии 0-455 УралНИИ-проект. Каждая МПП ячейки выполнена номинальной шириной 1,2 м из бетона класса В30 (С30/37), содержала понизу по шесть канатов К7 (S1400) диаметром 9 мм. Установившееся усилие обжатия преднапряжением в них достигало $N_{02} = 276,3$ кН. Момент, вызывающий образование трещин в проле-

те: $M_{cr} = 50,9$ кН·м. Расчетная прочность по моменту нормального сечения плит $M_u = 56,1$ кН·м, разрушающий момент для этого же сечения по фактическим сопротивлениям арматуры и бетона $M_u = 72,2$ кН·м.

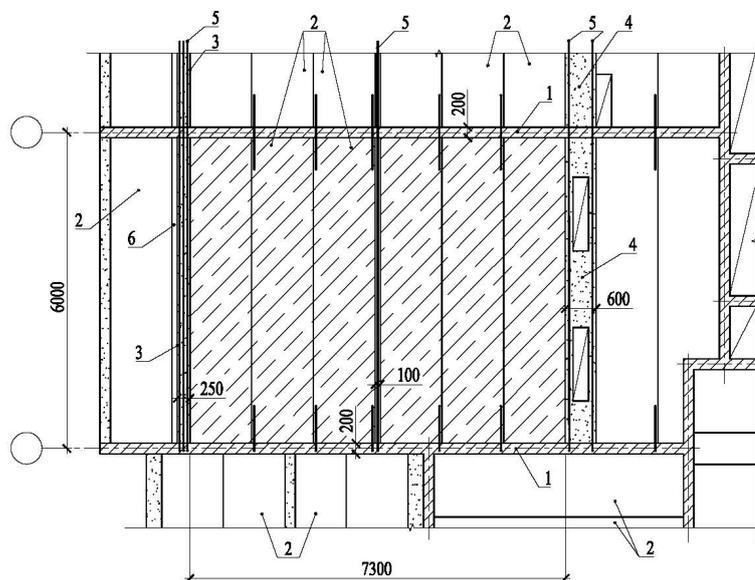


Рис. 2. Конструкция испытанного сборно-монолитного перекрытия, опертого на несущие стены в составе здания (нагружаемая ячейка заштрихована): 1 – несущая стена; 2 – сборная многоячеистая плита; 3, 4 – монолитный связевой ригель; 5 – сквозная связевая арматура; 6 – воздушный зазор для размещения утеплителя

Fig. 2. Structure of tested precast solid floor supported on load-bearing walls in building composition (loaded fragment is shaded): 1 – bearing wall; 2 – precast hollow core slab; 3, 4 – marginal and intermediate monolithic tie beams; 5 – pass-through tie reinforcement; 6 – air clearance for location of thermal insulation

Сборные многоячеистые плиты между собой в каждой ячейке перекрытия объединены швами омоноличивания и размещены между монолитными ригелями 3 и 4. По концам плиты оперты верхней полкой на бетонные шпонки (рис. 1) несущих ригелей и торцами заглублены в стены на величину (20 ± 5) мм. Несущие ригели размещены в створах несущих стен и жестко связаны с ними вертикальной арматурой. Шаг несущих стен 6,0 м, пролет плит в свету 5,8 м. Крайний связевой ригель 3, расположенный на кромке перекрытия, в поперечном сечении ($b \times h = 250 \times 220$ мм) содержал в составе армокаркаса понизу и поверху по три сквозных стержня 5 диаметром 16 мм класса А400 (S400). Связевой ригель 4 по другую сторону ячейки, выполненный шириной 600 мм в виде монолитной заделки для пропуска вертикальных коммуникаций здания, содержал

понизу два сквозных стержня диаметром 20 мм класса А400 (S400). В среднем уширенном межплитном шве также в качестве внутренней связи понизу был установлен сквозной стержень диаметром 20 мм класса А400 (S400), заанкеренный за стенами. Общий удельный расход арматуры на устройство перекрытий составил $8,3 \text{ кг/м}^2$. Все монолитные элементы перекрытия и несущих стен выполнены из бетона класса В25 (С25/30). На день испытаний нагружаемое перекрытие, а также перекрытия под и над ним были в одинаковой готовности (28–35 сут), и нагружение производили установкой грузов через деревянные брусковые прокладки непосредственно на МПП.

Полная проектная расчетная вертикальная нагрузка на перекрытие составила $g_{I,tot} = 10,6 \text{ кПа}$, а полезная расчетная нагрузка $g_n = 7,0 \text{ кПа}$. При испытании было решено стандартным поэтапным нагружением довести приложенную опытную нагрузку до величины $g_{lv} = 7,0 \text{ кПа}$, чтобы с учетом собственного веса перекрытия обеспечить воздействие на него полной проектной расчетной нагрузки. При анализе величина полной расчетной нагрузки увеличена до $g_{I,tot} = 12,0 \text{ кПа}$ как наиболее частой в реальном проектировании.

Основные результаты испытаний и анализ

Развитие прогибов середины пролета МПП в ячейке перекрытия в процессе нагружения имело упругий характер (рис. 3). Некоторые

отклонения графика на рис. 3 (линии 1, 3, 4) от линейного объясняются первоначально неравномерным распределением значительных по величине грузов по ячейке по условиям подачи их в строящемся доме. Величина наибольшего прогиба, достигнутая в двух средних плитах от действия полезной расчетной нагрузки, составила 1,0 и 1,1 мм. И после выдержки перекрытия под нагрузкой в течение 18 ч эти значения не менялись. После разгрузки перекрытия (рис. 3, линии 2) в средних плитах были зафиксированы остаточные прогибы 0,1 и 0,2 мм. При этом наибольшее значение средних относительных деформаций бетона вдоль средних плит составило по верхней и нижней граням $(4-5) \cdot 10^{-5}$. Относительное удлинение бетона по нижней грани поперек плит было незначительным и не превышало $3 \cdot 10^{-5}$, что гораздо меньше предельной растяжимости бетона $(10-15) \cdot 10^{-5}$. Вертикальные смещения МПП у несущих стен приборами не были зафиксированы. Наибольшие вертикальные относительные укорочения бетона на поверхности стен непосредственно под МПП достигали $(2-4) \cdot 10^{-5}$ и были весьма малы по сравнению с предельной сжимаемостью бетона, равной 0,30–0,35 %. Приведенные данные свидетельствуют о том, что напряженно-деформированные состояния сборно-монолитного перекрытия, несущих стен и узлов их сопряжения между собой при действии полной проектной расчетной нагрузки далеки от предельного состояния по прочности.

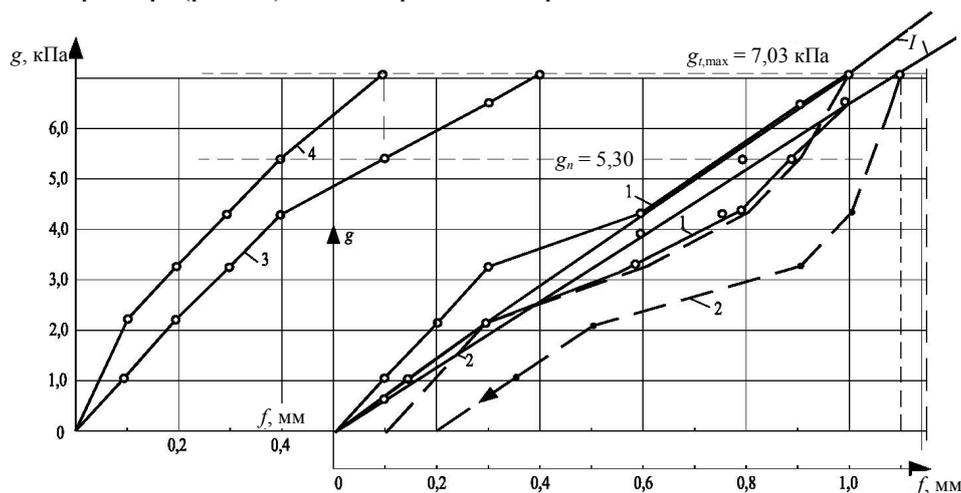


Рис. 3. Развитие прогиба середины пролета плит ячейки под нагрузкой: 1 – прогибы двух средних плит при нагружении; 2 – то же при разгрузке; 3, 4 – прогибы соответственно промежуточной и крайней плит; I–I – линии идеально упругого деформирования средних плит

Fig. 3. Development of deflection in the middle of span for slabs under loads: 1 – deflection of two intermediate slabs when subjected to loadings; 2 – same but without loadings; 3, 4 – deflection of intermediate and marginal slabs; I–I – lines of ideal elastic deformation in intermediate slabs

Анализ [5] показал, что при полезной расчетной нагрузке $g_{lv} = 7,0$ кПа величина изгибающего момента в средних сечениях МПП ячейки, определенная по достигнутой в них деформации с учетом их реальной жесткости (рис. 2), составила: для средних плит ячейки – 8,4 кН·м, промежуточных – 7,2, крайних – 4,8 кН·м. Эти значения существенно меньше величины момента $M = 35,3$ кН·м, создаваемого той же нагрузкой $g_{lv} = 7,0$ кПа в среднем сечении свободно опертой МПП-близнеца. Приведенные данные [5] позволяют предположить, что МПП, размещенные плотной группой в рамной ячейке сборно-монолитного перекрытия и опертые на несущие стены, кроме усилий в их сечениях от непосредственного воздействия нагрузки, испытывают разгружающее воздействие вторичных реактивных сил, возникающих под этой же нагрузкой в плоскости перекрытия и обусловленных его конструктивными особенностями. Эту группу МПП в замкнутой рамной ячейке также можно рассмотреть как цельную пластину, обжатую по сторонам реактивными отпорами. По факту она не была защемлена ни по одной стороне: по двум противоположным сторонам опёрта на несущие стены, двумя другими сторонами по углам – на боковые связевые ригели. При наличии реактивных распорных усилий по обоим главным направлениям эта пластина, по существу, является свободно опертой по периметру.

Первоначально рассматривая такую цельную пластину толщиной 220 мм только свободно опертой по периметру, при действии распределенной нагрузки можно, согласно [10], получить распределение величин изгибающих моментов M_x и M_y в ней соответственно вдоль главных осей y_1 и x (рис. 4). Видно, что полученные значения изгибающих моментов M_x несколько сближаются с опытными для МПП в составе перекрытия. Так, при $g_{test} = 7,0$ кПа в сечениях наиболее нагруженных средних МПП ячейки они составляют $M_x = 24,8 \cdot 1,2 = 29,8$ кН·м, что меньше $M = 35,3$ кН·м, действующего в этом же сечении свободно опертой МПП-близнеца. В остальных МПП ячейки эти величины различаются более существенно. В принятой пластине в направлении поперек МПП действует $M_{y,max} = 20,3$ кН·м/м (при $g_{I,tot} = 12$ кПа), который из-за отсутствия арматуры может быть погашен только моментом от действия реактивного поперечного распора.

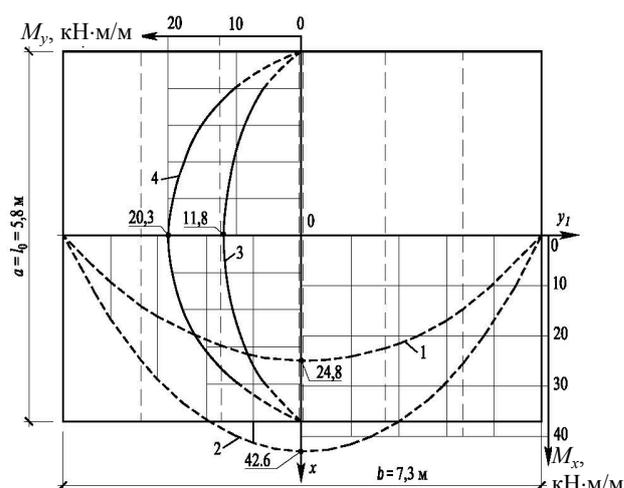


Рис. 4. Распределение значений изгибающих моментов M_x вдоль оси y_1 и момента M_y вдоль оси x , проходящих через середину эквивалентной цельной пластины, образованной многоспустотными плитами [10]: 1, 2 – величина M_x при действии испытательной нагрузки $g_{test} = 7$ кПа и полной расчетной нагрузки $g_{I,tot} = 12$ кПа; 3, 4 – величина M_y при действии тех же нагрузок

Fig. 4. Distribution of values for bending moments M_x along an axis y_1 and moment M_y along an axis x , passing through the middle part of equivalent solid slab formed by hollow core slabs [10] in accordance with: 1, 2 – value of M_x with test load $g_{test} = 7$ kPa and full design load $g_{I,tot} = 12$ kPa; 3, 4 – value of M_y with the same loadings

Как сказано выше, наличие плотных контактов пластины со смежными элементами требует учета реактивных распорных усилий. Эквивалентная пластина, образованная МПП и соответствующая ячейке испытанного перекрытия [5], представлена на рис. 5. При жестком отпоре элементов несущего остова здания (например, при наличии связанных между собой перекрестных несущих стен и достаточно жестких внутренних связях 5 (рис. 2)) величина распора, действующего вдоль каждой МПП ячейки, может быть определена по формуле

$$H_{xi} = \frac{\phi_b q' l_0^2 e_0}{12(i^2 + e_0^2)}, \quad (1)$$

где $\phi_b = 0,85$ – коэффициент, учитывающий податливость бетона контактов по торцам плиты; q' – погонная нагрузка на МПП, определенная по величине M_x на ее продольной оси в составе пластины (рис. 4), без нагрузки, создаваемой ее собственным весом; l_0 – пролет МПП в свету; e_0 – эксцентриситет приложения распора H_{xi} относительно центра тяжести сечения плиты; $i^2 = I_{red}/A_{red}$; I_{red} , A_{red} – момент инерции и площадь поперечного сечения плиты.

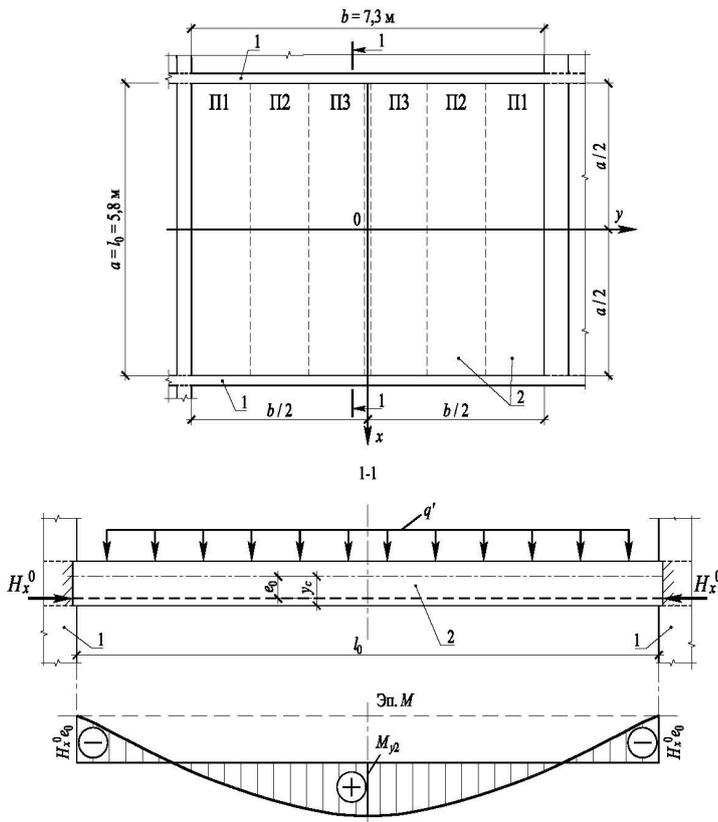


Рис. 5. Размещение многопустотных плит в диске перекрытия, опертом на несущие стены, и схема усилий, действующих в них под нагрузкой: 1 – несущая стена; 2 – многопустотная плита

Fig. 5. Arrangement of hollow core slabs in floor disk supported on bearing walls and scheme forces acting in them under load: 1 – bearing wall; 2 – hollow core slab

Обозначив $C = \frac{e_0}{12(i^2 + e_0^2)}$, можно за-

писать

$$H_{xi} = \varphi_b q' l_0^2 C. \quad (2)$$

Следует отметить, что величина распора H_{xi} , действующего вдоль многопустотной плиты, прямо зависит от величины погонной нагрузки q' , приложенной к ней. Величину момента M_{y2} , действующего в середине пролета каждой МПП в составе пластины, с учетом продольного распора H_{xi} можно определить (рис. 5)

$$M_c = M_{l/2} = (q'_{tot} / 8 - \varphi_b q' C b_0) l_0^2, \quad (3)$$

где q'_{tot} – полная расчетная нагрузка, приложенная к многопустотным плитам и определенная по величине M_x при их шарнирном опирании концами на стены (рис. 4, линия 2).

Упругий прогиб середины пролета каждой МПП ячейки от кратковременного действия вертикальной проектной нагрузки с учетом продольного распора H_{xi} можно определить аналогично

$$f_c = \frac{\omega l_0^4}{8 E_b I_{red}} \left(\frac{q'_{tot}}{48} - q' e_0 C \right), \quad (4)$$

где $\omega = 0,65$ – коэффициент, учитывающий неравномерное и дискретное распределение величины изгибающего момента в средних сечениях МПП в составе ячейки перекрытия (пластины).

Результаты расчета изгибающего момента в средних сечениях МПП ячейки и величины их прогиба, согласно (3) и (4), при кратковременном действии приложенной испытательной ($g_{test} = 7$ кПа) и полной расчетной ($g_{I,tot} = 12$ кПа) нагрузок представлены в табл. 1 и на рис. 6.

Таблица 1

Усилия в средних сечениях многопустотных плит ячейки перекрытия и прогибы
Forces in middle sections of hollow-core slabs and deflections

Номер ячейки (рис. 5)	Изгибающий момент и усилия						Прогиб, мм		
	В составе пластины			M_{fexp} , кН·м	M_c (3), кН·м	$\frac{M_c}{M_b} \cdot 100, \%$	f'_0	f_{exp}	f_c (4)
	M'_0 [10], кН·м	q' (q'_{tot}), кН·м	$\frac{q'}{q_b} \cdot 100, \%$						
а) наибольшая приложенная нагрузка $g_{test} = g_{lv} = 7$ кПа									
П1	11,53	2,74	32,6	4,8	4,6	12,9	1,42	0,6	0,59
П2	19,24	4,58	54,5	7,2	7,6	21,6	2,37	0,9	1,00
П3	25,60	6,09	72,5	8,4	10,2	28,8	3,15	1,0/1,1	1,31
б) кратковременное действие полной расчетной нагрузки $g_{I,tot} = 12$ кПа									
П1	19,80	4,71	32,7	–	9,9	16,4	2,43	–	1,25
П2	33,00	7,85	54,5	–	16,6	27,4	4,06	–	2,08
П3	47,00	11,18	77,6	–	24,1	39,7	5,78	–	3,01

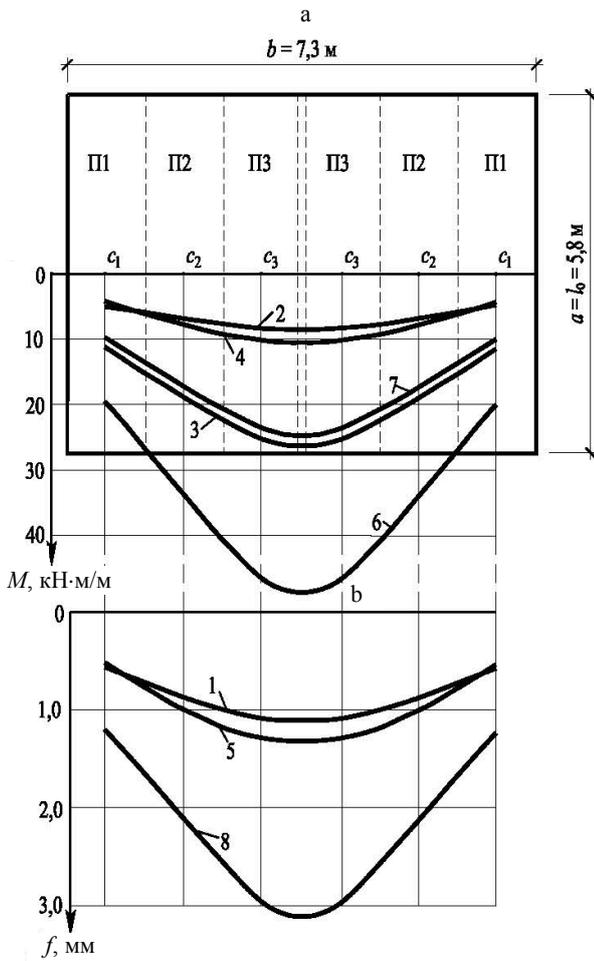


Рис. 6. Распределение величин изгибающих моментов (а) и прогибов (б), определенных расчетом в середине пролетов многопустотных плит ячейки перекрытия:

- 1 – опытный прогиб плиты при $g_{test} = 7,0$ кПа;
- 2 – $M_{f_{exp}}$, определенный по значениям опытных прогибов;
- 3 – M'_0 при той же нагрузке [10]; 4 – M_c согласно (3);
- 5 – f_c согласно (4) при $g_{test} = 7,0$ кПа;
- 6 – M'_0 в сечениях многопустотных плит от полной расчетной нагрузки $g = 12$ кПа [10];
- 7 – M_c согласно (3); 8 – f_c согласно (4) при той же нагрузке (табл. 1)

Fig. 6. Distribution of values for bending moments (a) and deflections (b), determined by calculations in middle sections of hollow-core slabs:

- 1 – experimental deflection of slab at $g_{test} = 7.0$ kPa;
- 2 – $M_{f_{exp}}$, determined in accordance with values of experimental deflections; 3 – M'_0 at the same load [10];
- 4 – M_c according to (3); 5 – f_c according to (4) at load $g_{test} = 7.0$ kPa; 6 – M'_0 in the sections of hollow-core slabs from full design load $g = 12$ kPa [10];
- 7 – M_c according to (3); 8 – f_c according to (4) at the same load (tab. 1)

Из табл. 1 и рис. 6 видно, что, рассматривая работу каждой многопустотной плиты под нагрузкой как элемента цельной пластины и с учетом действия в ее сечениях продольного распора H_{xi} , расчетные величины изгибающего

момента M_c в средних сечениях, полученные согласно [10] (4,6–10,2 кН·м, рис. 6, линия 4), вполне удовлетворительно согласуются с моментом $M_{f_{exp}}$, определенным по значениям прогибов этих плит (линия 1) и реальной жесткости их сечений (4,8–8,4 кН·м, линия 2). При этом величины достигнутых моментов в сечениях МПП в составе ячейки перекрытия составляют 12,9–28,8 % от величины момента при той же нагрузке в свободно опертой МПП-близнеце.

Величины прогиба МПП в составе пластины (ячейки перекрытия) при действии опытной нагрузки ($f_{exp} = 0,59; 1,00; 1,31$ мм, рис. 6, линия 5), определенные согласно (4), также удовлетворительно согласуются с опытными ($f_{exp} = 0,6; 0,9; 1,0/1,1$ мм), несколько переоценивая их для средних МПП ячейки. При этом прогибы свободно опертой МПП-близнеца при такой же нагрузке ($f_0 = 1,42–3,15$ мм) существенно больше по сравнению с опытными в составе перекрытия.

Приведенные сопоставления опытных и расчетных значений усилий и прогибов показывают, что расчет сборно-монолитного перекрытия, образованного МПП, можно выполнять по предложенным зависимостям (2)–(4). Расчет ячейки перекрытия, опертой на несущие стены, при действии полной расчетной нагрузки ($g_{I,tot} = 12$ кПа) подтвердил, что МПП в составе перекрытия под нагрузкой работают в упругой стадии. Изгибающие моменты в их сечениях значительно меньше момента $M_{crc} = 50,9$ кН·м, вызывающего образование трещин, и по сравнению со свободно опертыми МПП-близнецами величины момента в них составляют только 16,4–39,7 %. На основании полученных данных можно заключить, что для испытанного сборно-монолитного перекрытия толщиной 220 мм под полную расчетную нагрузку $g_I = 12$ кПа шаг несущих стен может быть увеличен по сравнению с рассмотренным (6,0 м) в 1,2–1,4 раза.

Представляет интерес оценить величину поперечного относительно МПП распора H_y , возникающего вследствие их поворота под нагрузкой относительно собственных осей. Это усилие не только обеспечивает работу группы МПП в замкнутой ячейке как цельной пластины, но и способно повредить смежные элементы перекрытия, если не обеспечить их требуемую прочность.

Рассматриваемая ячейка расположена у края перекрытия (рис. 2). Со стороны середины перекрытия вдоль связевого ригеля 4 поперек МПП действует распределенный реактивный распор. Со стороны крайнего ригеля на пластину действуют сосредоточенные реактивные распорные усилия H_y в его обоих приопорных сечениях. Способность каждого из этих сечений крайнего ригеля 3 воспринять данное усилие определяет несущую способность ячейки и всего перекрытия. Если не обеспечено восприятие усилий H_y крайним ригелем, плиты под действием нагрузки могут раздвинуться и начать работать по балочной схеме. Кроме того, при выключении из работы связей 5, размещенных в ригелях 3, может исчезнуть и продольный распор. Таким образом, для реализации условия работы группы МПП в ячейке как цельной пластины требуется обеспечить прочность связей 5 в ригелях 3, 4 и межплитных швах и сопротивление опорных сечений крайнего ригеля сосредоточенному сдвигу усилием H_y . Из распределения моментов M_y вдоль главной оси x цельной пластины (рис. 4) можно установить, что наибольшее его значение составляет $M_{yt} = 11,8$ кН·м/м – от приложенной нагрузки $g_{test} = 7$ кПа и $M_{fy} = 20,3$ кН·м/м – от полной расчетной нагрузки $g_t = 12$ кПа. Эти усилия убывают по параболической зависимости к краям пластины. Пластина по полю содержит рабочую арматуру только одного направления (вдоль оси x), а прочность сечений пластины на действие M_x по этому направлению, рассмотренная выше (табл. 1), обеспечена. Действующий под нагрузкой момент M_y вдоль оси y (поперек МПП) не может быть воспринят сечениями пластины. Момент M_y (рис. 6) может быть воспринят только действием реактивного поперечного распора $2H_y$, действующего вдоль обоих торцов МПП опорных сечений ригеля 3 (рис 2). Наибольшая величина момента, которую могут воспринять продольные сечения МПП перед образованием трещин в нижней полке вдоль их пустот, составляет

$$M_{crc,y} = R_{bt} h_{f \min} z_p,$$

где R_{bt} – нормативное сопротивление бетона МПП растяжению; $h_{f \min}$ – минимальная тол-

щина нижней полки плиты; z_p – расстояние между центрами тяжести сечений нижней и верхней полок.

Для ПБФ при бетоне класса В30 и $h_{f \min} = 35$ мм, примененных в перекрытии, $M_{crc,y} = 11,3$ кН·м/м, что меньше действующих расчетных значений (11,8 и 20,3 кН·м/м). Это означает, что при нагружении перекрытия в середине ячейки вдоль МПП должны были образоваться продольные трещины. Однако при нагружении наибольшее относительное удлинение бетона поперек МПП было значительно меньше предельной растяжимости бетона и, значит, растяжение бетона в этом направлении было погашено обжатием реактивным поперечным распором.

Величину распора H_y в опорных сечениях крайнего связевого ригеля (рис. 2) под нагрузкой можно определить по значениям момента $M_{y \max}$, действующего в центре пластины (рис. 4, точка O):

$$H_y = \frac{\omega_y M_{y \max} a}{2z_p},$$

где $\omega_y = 0,65$ – коэффициент полноты эпюры изгибающего момента M_y , расположенной вдоль оси x ; a – ширина пластины (длина пролета МПП в свету)

При приложенной наибольшей нагрузке $g_t = 7$ кПа ($M_{yt} = 11,8$ кН·м/м) реактивный поперечный распор H_{yt} в опорных сечениях ригеля 3 (рис. 2) составляет величину 103,9 кН. При полной расчетной нагрузке на перекрытие ($M_{yt} = 20,3$ кН·м/м) $H_{yt} = 206,8$ кН.

Для выполнения поставленных условий требуется, чтобы приопорные сечения крайнего связевого ригеля были способны воспринять распорное усилие H_y как сосредоточенный сдвиг. Опыты [11, 12] показали, что для оценки прочности сечений ригелей на действие сосредоточенного сдвига пригодна методика, изложенная в [13]. Сопротивление сдвигу бетона сечения ригеля в таком случае определится как $R_{sh,b} = 2R_{bt}$, где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению. Сопротивление сечения сдвигу за счет рабочей арматуры крайнего свя-

зевового ригеля составляет $R_{sh.s} = 0,65(R_b^2 E_s)^{1/3} \mu_s$, но не более $0,7\mu_s R_s$, где R_b – расчетное сопротивление бетона ригеля сжатию; $\mu_s = A_s/(b \cdot h)$ – коэффициент армирования связевого ригеля; A_s – площадь сечения нижней продольной рабочей арматуры ригеля; b, h – ширина и высота сечения ригеля; R_s, E_s – расчетное сопротивление растяжению и модуль упругости продольной арматуры ригеля.

Предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое поперечным сечением крайнего ригеля, определится как $F_u = (R_{sh.b} + R_{sh.s})bh$.

Величина $F_u = 231$ кН, определенная по расчетным сопротивлениям бетона и арматуры крайнего связевого ригеля, превышает наибольшее возможное значение поперечного распора $H_{y,l} = 206,8$ кН. Это указывает на то, что реактивный поперечный распор H_y , действующий в ячейке перекрытия, воспринят и группа МПП действительно работает под нагрузкой как цельная упругая пластина.

Анализ проведенных исследований показывает, что сборно-монолитное перекрытие, образованное МПП и опертое на несущие стены, обладает повышенной несущей способностью и жесткостью. Оно позволяет располагать несущие стены с шагом, требуемым для реализации оптимальной планировочной структуры. Расчет перекрытия, опертого на несущие стены, например с шагом 8,0 м при размере ячейки $b \times a = 7,8 \times 8,6$ м из сборных МПП с тем же рабочим армированием, как и в приведенных опытах, согласно [10] и (4), показал, что наибольший прогиб от кратковременного действия полной расчетной нагрузки ($g_l = 12$ кПа) в середине ячейки составляет 7,52 мм. Наибольший прогиб МПП непосредственно перед образованием трещин получился 13,1 мм. Это означает, что при эксплуатации такое перекрытие под нагрузкой будет работать упруго без трещин с достаточными запасами по несущей способности и жесткости. Вместе с тем следует иметь в виду, что увеличение шага несущих стен сопровождается возрастанием в них усилий, и это требуется учитывать при проектировании.

ВЫВОДЫ

1. Представленная конструкция сборно-монолитного перекрытия, образованного сборными многопустотными плитами и монолитными неразрезными ригелями и опертого на несущие стены, обладает значительными резервами несущей способности и жесткости, поскольку в перекрытии под нагрузкой реализуются разгружающие реактивные распорные усилия по обоим направлениям. Вследствие этого оно также эффективно по материалоемкости.

2. Рассмотренное сборно-монолитное перекрытие толщиной 220 мм в составе несущего остова здания может быть оперто на несущие стены, расположенные с большим шагом (6–8 м и более), обеспечив его повышенную несущую способность и жесткость, в здании – свободные планировочные решения, а при строительстве – преимущественное применение конструктивных бетонов средней прочности.

3. Расчет конструкции перекрытия можно выполнять согласно действующим нормативным документам с учетом предложений, приведенных в статье.

ЛИТЕРАТУРА

1. Маклакова, Т. Г. Высотные здания. Градостроительные и архитектурно-конструктивные проблемы проектирования / Т. Г. Маклакова. М.: Изд-во АСВ, 2006. 160 с.
2. Магай, А. А. Крупнопанельные жилые дома с широким шагом несущих конструкций, обеспечивающих свободную планировку квартир / А. А. Магай, Н. В. Дубынин // Жилищное строительство. 2016. № 10. С. 21–24.
3. Профессионалы встретились на VII Международной научно-практической конференции «Развитие крупнопанельного домостроения в России» InterConPan-2016 в Краснодаре (информация) // Развитие крупнопанельного домостроения в России: материалы VII Междунар. науч.-практ. конф. InterConPan-2016. Краснодар: Рекламно-издательская фирма «Стройматериалы», 2016. С. 3–10.
4. Нормирование в крупнопанельном домостроении: новый свод правил по проектированию крупнопанельных конструктивных систем / С. А. Зенин [и др.] // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 2. С. 10–15.
5. Результаты испытаний нагружением сборно-монолитного перекрытия, опертого на несущие стены много-

- этажного здания / С. В. Босаков [и др.] // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 2. С. 35–42.
6. Айвазов, Р. Л. Сборное перекрытие, опертое по контуру и работающее с поперечным распором / Р. Л. Айвазов, И. В. Лапицкий // Бетон и железобетон. 1991. № 11. С. 7–9.
 7. Босаков С. В. К повышению несущей способности и жесткости перекрытий, образованных многопустотными плитами / С. В. Босаков, А. И. Мордич, В. Н. Симбиркин // Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 4. С. 30–36.
 8. Коякин, А. А. Некоторые результаты натурных испытаний фрагмента каркасного здания в сборно-моноклитном исполнении / А. А. Коякин, В. М. Митасов // Бетон и железобетон. 2015. № 5. С. 18–20.
 9. Назаров, Ю. П. Автоматизированное проектирование плоских моноклитных и сборно-моноклитных перекрытий каркасных зданий / Ю. П. Назаров, Ю. Н. Жук, В. Н. Симбиркин // Промышленное и гражданское строительство. 2006. № 10. С. 48–50.
 10. Тимошенко, С. П. Пластинки и оболочки / С. П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер. М.: Наука, 1966, 63 с.
 11. Алявдин, П. В. Прочность и деформации сборно-моноклитных дисков перекрытий при сдвиге в их плоскости / П. В. Алявдин, А. И. Мордич, В. Н. Белевич // Бетон и железобетон. 2014. № 2. С. 13–18.
 12. Меркулов, А. А. Работа рамно-связевых каркасов многоэтажных зданий с учетом податливости узлов сопряжений сборных колонн, диафрагм и плоских моноклитных перекрытий / А. А. Меркулов // Строительная механика и расчет сооружений. 2010. № 4. С. 15–19.
 13. Проектирование железобетонных сборно-моноклитных конструкций. Справочное пособие к СНиП 2.03.01–84. М.: Стройиздат, 1991, 69 с.
- Поступила 27.08.2018
Подписана в печать 29.10.2018
Опубликована онлайн 29.03.2019
- REFERENCES
1. Maklakova T. G. (2006) *Multi-Storey Buildings. Urban and Architectural-Structure Problems of the Designing*. Moscow, Publishing House ASV. 160 (in Russian)
 2. Magay A. A., Dubynin N. V. (2016) Large-Panel Residential Buildings with a Broad Step of Bearing Structures, Ensuring the Free Layout of Apartments. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo*, (10), 21–24 (in Russian).
 3. Professionals Have Met at VII "InterConPan-2016" International Scientific and Practical Conference "Development of Large-Panel Housing-Construction in Russia" in Krasnodar (Information). *Development of Large-Panel Housing-Construction in Russia: Proceedings of VII "InterConPan-2016" International Scientific and Practical Conference Advertising and Publishing Company "Stroymaterialy"*, 2016, 3–10 (in Russian).
 4. Zenin S. A., Sharipov R. Sh., Kudinov O. V., Shapiro G. I. (2018) Norm Setting In Large-Panel Housing Construction: New Handbook of Rules and Regulations on Designing of Large-Panel Structural Systems. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitelstvo = Industrial and Civil Construction*, (2), 10–15 (in Russian).
 5. Bosakov S. V., Mordich A. I., Karyakin A. A., Sonin S. A., Derbentsev I. S., Popp P. V. (2018) Load Test Results of Precast-Monolithic Floor Supported on Bearing Walls of Multi-Storey Building. *Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroitelstvo = Industrial and Civil Construction*, (2), 35–42 (in Russian).
 6. Aivazov R. L., Lapitsky I. V. (1991) Precast Floor Supported on Contour and Working with Cross Thrust. *Beton i Zhelezobeton [Concrete and Reinforced Concrete]*, (11), 7–9 (in Russian).
 7. Bosakov S. V., Mordich A. I., Simbirkin V. N. (2017) On Increase of Bearing Capacity and Rigidity of Floors Made of Hollow-Core Slabs. *Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroitelstvo = Industrial and Civil Construction*, (4), 30–36 (in Russian).
 8. Koyakin A. A., Mitasov V. M. (2015) Some Results of Field Tests on Fragment of Precast-Monolithic Frame Building. *Beton i Zhelezobeton [Concrete and Reinforced Concrete]*, (5), 18–20 (in Russian).
 9. Nazarov Yu. P., Zhuk Yu. N., Simbirkin B. N. (2006) Computer-Aided Design of Flat Monolithic and Precast-Monolithic Slabs in Frame Buildings. *Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroitelstvo = Industrial and Civil Construction*, (10), 48–50 (in Russian).
 10. Timoshenko S. P., Voynovsky-Kriger S. (1966) *Plates and Shells*. Moscow, Nauka Publ. 63 (in Russian).
 11. Alyavdin P. V., Mordich A. I., Belevich V. N. (2014) Strength and Deformation of Precast-Monolithic Floor Slabs in Case of their in-Plane Shear. *Beton i Zhelezobeton [Concrete and Reinforced Concrete]*, (2), 13–18 (in Russian).
 12. Merkulov A. A. (2010) Behavior of Braced Frameworks in Multi-Storey Buildings with due Account of Deformation Capacity for Longitudinal Beams of Precast Columns, Diaphragms and Flat Monolithic Floor Slabs. *Stroitel'naya Mekhanika i Raschiot Sooruzheniy = Structural Mechanics and Analysis of Constructions*, (4), 15–19 (in Russian).
 13. Reference Book to Construction Rules and Regulations SNiP 2.03.01–84. *Design of Reinforced Concrete Precast-Monolithic Structures*. Moscow, Stroyizdat Publ., 1991. 69 (in Russian).
- Received: 27.08.2018
Accepted: 29.10.2018
Published online: 29.03.2019

<https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-104-112>

UDC 691

Recycling of Materials for Pavement Dressing: Analytical Review

Liu Tingguo¹⁾, V. N. Zankavich¹⁾, Yu. H. Aliakseyeu²⁾, B. M. Khroustalev²⁾

¹⁾Gaoyuan Company (Henan Province, People's Republic of China),

²⁾Belarusian National Technical University (Minsk, Republic of Belarus)

© Белорусский национальный технический университет, 2019
Belarusian National Technical University, 2019

Abstract. The paper presents an analytical review of materials recycling for pavement dressing. Recycling or repeated usage of pavement dressing materials while making reconstruction and repair of road pavements is not considered as a new conception and it has been realized in various countries of the world since 20th century. Recycling (hot, cold) is based on methods of its execution, properties of pavement dressing materials which are subjected to processing and which influence on the quality of final material, technical and operational indices, specific economic efficiency. Investigations on the processes of structure formation, thermo-physical properties in components based on granulates of transformed pavement dressings during recycling demonstrate that regeneration makes it possible to attain 100 % recovery of material properties for road pavement base. The paper describes other factors which represent a complex of challenges concerning exterior and internal problems. These problems have arisen due to actual processes of heat and mass transfer in one layer, multi-layer systems of pavement dressings. At known coefficients of heat conductivity, steam- and mass permeability, diffusion, filtration, temperature conductivity, density of material layers etc. initial and boundary conditions it is possible to carry out optimization of heat- and mass transfer problems from bottom surface of road layer to its base (sand, bulk materials, ground). In addition to it, while taking into account development of scientific prospective direction that concerns nano-technology and creation of nano-materials for higher reliability of road dressings it is necessary to consider nanomaterial science in road-construction industry as the most actual one because when we study problems pertaining to fractional composition of all road dressing components including transfer to nanomaterials, for example, application of modified water-reducing agent based on nanostructured carbon it is possible significantly to increase physical and technological properties of asphalt concrete and concrete road dressings. The paper reveals that it is necessary to continue and expand study of physical and technical and thermophysical properties of new materials on the basis of nano-technologies with application of modified, nanostructured carbon-based plasticizer for construction-road industry because especially these additives significantly increase cement activity that leads to improvement of strength, reliability and longevity for the obtained materials.

Keywords: recycling (hot, cold), pavement dressing, regeneration, foam bitumen, elastic and visco-plastic bindings, organo-hydraulic binding mixture, asphalt granulate, fraction composition

For citation: Tingguo Liu, Zankavich V. N., Aliakseyeu Yu. H., Khroustalev B. M. (2019) Recycling of Materials for Pavement Dressing: Analytical Review. *Science and Technique*. 18 (2), 104–112. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-104-112>

Ресайклинг материалов дорожных одежд: аналитический обзор

Лю Тингуо¹⁾, В. Н. Занкович¹⁾, канд. техн. наук, доц. Ю. Г. Алексеев²⁾,
академик НАН Беларуси, докт. техн. наук, проф. Б. М. Хрусталеv²⁾

¹⁾Компания «Гаоюань» (провинция Хэнань, Китайская Народная Республика),

²⁾Белорусский национальный технический университет (Минск, Республика Беларусь)

Реферат. Рассмотрен анализ ресайклинга материалов дорожных одежд. Переработка или многократное использование материалов одежд при реконструкции и ремонте дорожных покрытий не является новой концепцией и реализуется в разных странах мира с начала XX в. Ресайклинг (горячий, холодный) основан на способах его реализации, свойствах материалов дорожных одежд, подлежащих переработке, от которых зависят качество конечного материала, технико-эксплуатационные показатели, удельная экономическая эффективность. Исследования процессов структуро-

Адрес для переписки

Хрусталеv Борис Михайлович
Белорусский национальный технический университет
просп. Независимости, 150,
220014, г. Минск, Республика Беларусь
Тел.: +375 17 265-96-56
tg_v_fes@bntu.by

Address for correspondence

Khroustalev Boris M.
Belarusian National Technical University
150 Nezavisimosty Ave.,
220014, Minsk, Republic of Belarus
Tel.: +375 17 265-96-56
tg_v_fes@bntu.by

образования, теплофизических свойств компонентов на основе гранулятов трансформируемых дорожных покрытий в процессе ресайклинга показывают, что при регенерации добиваются полного восстановления свойств материалов для устройства оснований дорожных покрытий. В статье описываются другие факторы, которые представляют комплексы вопросов, относящиеся к «внешней» и «внутренней» задачам. Эти задачи обусловлены реальными процессами тепло- и массопереноса в одно- и многослойных системах дорожных одежд. При известных коэффициентах теплопроводности, паро- и массопроницаемости, диффузии, фильтрации, температуропроводности, плотности материалов слоев и т.д., начальных и граничных условиях возможна оптимизация проблем тепло- и массопереноса от «нижней» поверхности слоя дороги к ее основанию (песок, сыпучие материалы, грунты). Кроме того, с учетом развития научно-перспективного направления, связанного с разработкой нанотехнологий и созданием наноматериалов для повышения надежности дорожных одежд, необходимо рассматривать наноматериаловедение в строительно-дорожной отрасли как наиболее актуальное, так как, изучая вопросы фракционного состава всех компонентов, составляющих дорожную одежду, включая переход к наноматериалам, например применение модифицированной пластифицирующей добавки на основе наноструктурированного углерода, можно значительно повысить физико-технологические и теплофизические свойства асфальтобетонных и бетонных цементных дорожных одежд. В статье показано, что необходимо продолжить и расширить изучение физико-технических и теплофизических свойств новых материалов на основе нанотехнологий с применением модифицируемой, пластифицирующей добавки на основе наноструктурированного углерода для строительно-дорожной отрасли, так как именно эти добавки значительно увеличивают активность цемента, что приводит к повышению прочности, надежности и долговечности полученных материалов.

Ключевые слова: ресайклинг (горячий, холодный), дорожная одежда, регенерация, вспененный битум, упругие и вязко-пластические связи, органогидравлические вяжущие смеси, асфальтогранулят, фракционный состав

Для цитирования: Ресайклинг материалов дорожных одежд: аналитический обзор / Лю Тингуо [и др.] // *Наука и техника*. 2019. Т. 18, № 2. С. 104–112. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-104-112>

Introduction

Pavement dressing recycling is a technology to strengthen soil, rock materials and asphalt granulate while using crushing of asphalt concrete wastes; strengthening is ensured with the help of various binders and soil, rock materials and asphalt granulate are preliminary milled and mixed on the road.

A peculiar feature of this technology is usage of materials from recycled pavement dressings which is related with economy of material resources, energy, higher efficiency of ecological projects while having the same geometric characteristics of pavement design. These technologies have been applied while carrying out reconstruction, repair, rehabilitation of automotive highways with intensive freight traffic flows and regional (local) traffic roads of low categories in a great number of countries in the world.

Hot and cold recycling is considered as the most efficient, popular technology for highway reconstruction, repair, maintenance while using recycled materials of pavement dressings.

Hot recycling

Production of hot, warm bitumen-concrete mixtures while using components of fractionated and non-fractionated materials from recycled asphalt pavement (RAP) which is carried out at specially equipped plants, mobile recyclers makes it possible to use up to 70 % materials from recycled asphalt granulates (asphalt-concrete pavement) and this process involves various anti-aging, modifying chemical and other components that ensure higher physical and mechanical characteristics in bitumen-concrete mixtures.

Hot in-place recycling (HIR) (fig. 1) presents a method when an asphalt concrete pavement is heated up to softening, loosening state for a definite depth. While carrying out these works it is possible to add hot, warm, bitumen-concrete mixtures including materials of recycled asphalt-concrete pavements and various rejuvenating (modifying) components, binding materials. The process is carried out for one or several passages with layer thickness of 2–5 cm.

There are the following three types of hot in-place recycling:

- *Surface recycling* presents hot in-place recycling when a surface is heated, loosened while adding if necessary a binding material, a stone aggregate and compacted. In this case it is possible to use an assembly of thin protective layers against wear and for strengthening;

- *Repaving recycling* presents a continuous process for synchronous implementation of surface recycling for an asphalt-concrete layer from hot, warm bitumen-concrete mixtures with subsequent compaction;

- *Recycling with remixing* presents a continuous process when treated pavement asphalt concrete is additionally mixed with bitumen-concrete aggregate in a special mixer and then it is laid and compacted in one layer.

Cold recycling

Cold central plant recycling (cold recycling while using central plant) (CCPR) (fig. 2).



Fig. 1. Hot in-place recycling, HIR



Fig. 2. Cold recycling

Cold recycling is executed while using recycled materials from asphalt concrete pavements (asphalt granulates) which are transported from construction sites to a central plant for production of cold mixes.

Asphalt granulators (fig. 3) supplied to the central plant must be additionally subjected to size degradation, fractionating. Bitumen emulsion, foamed bitumen, special chemical modifying components, aggregates ensuring pavement reliability and longevity are used as binding materials. While having this technology and using special methods for asphalt granulate fragmentation and further sieving coarse stone aggregate (RAP aggregates) and fine aggregate (RAP slurry materials) are sorted out separately and then they can be used for surface treatment, making thin protective layers from cast emulsion-mineral mixtures.



Fig. 3. Asphalt granulators

Cold in-place recycling (CIR) presents a method when bitumen-concrete road pavement is recycled while adding binding materials and cold mixture is subsequently laid on pavement surface and then it is subjected to compaction process.

The technology can be realized in the following way: one of the machines is milling and grinding material, the second machine is crushing and sieving the material; the third one is mixing it and the fourth machine is laying the prepared material.

Bitumen emulsion, foamed bitumen in specific proportions are used rather often as regenerating binding materials. Portland cement, fly ash, unhydrated lime are added with the purpose to increase stability of cold mixtures, to obtain more optimum structural characteristics of concrete which is prepared on their basis for road pavement [1–4].

Recycling with full depth reclamation of pavement dressing (FDR) presupposes recycling of a pavement dressing to a predetermined depth by means of crushing, mixing with addition of binding materials, other components that makes it possible to obtain pavement base with an optimum structure. Bitumen emulsion, chemical agents (calcium chloride and others, Portland cement, fly ash, lime etc.) are added in the composition of cold mixtures with the purpose to improve strength and longevity of pavement bases.

If availability of on-specification materials is insufficient in constructive layers of the pavement dressing then it is necessary to add materials at the recycling stage in order to ensure the required thickness of a regenerated layer. While using this method thickness of recycled layers is usually equal to 15–30 cm.

Strengthening layers from hot, warm bitumen-concrete mixtures, protective layers (cast emulsion and mineral mixtures, surface treatment, impregnation etc.) are prepared in order to improve reliability of a road pavement.

While analyzing efficiency pertaining to reliability restoration of pavement dressings, preventive and rehabilitation technologies, reconstruction and repair it is necessary to take into account the following protective technologies: surface treatment (Chip Seal), thin layers from cast emulsion and mineral mixtures (Slurry Seal, Microsurfacing), combined thin layers (Cape Seal), regenerating surface technologies (Fog Seal, Rejuvenator Seal, Scrub Seal) and others. Their service life period is equal to: hot recycling – 6–12 years; cold recycling – 8–15 years; milling and placing of new asphalt-concrete layers – 10–16 years; recycling with full depth reclamation of pavement dressing – 20 years and more.

All the mentioned technology solutions for restoration of operational pavement dressing capability have their advantages and disadvantages while implementing them. Cold technologies for regeneration of the pavement dressings applied at bi-

tumen concrete plant or directly on the roads have gained recently rather high popularity and this fact is substantiated by the following advantages of these technologies: saving of energy, natural resources; high environmental compatibility; possibility to prepare cold regenerating mixtures with high physical and mechanical characteristics; reduction, removal and retardation of crack formation process; correction of cross slopes; restoration of road kerbs, piped drainage system along pavement dressings with economic efficiency; reduction in time expenditure for restoration of operational characteristics; reality in work execution with operational regimes of transportation flows.

Quality of road construction works while using cold regenerated mixtures is determined by a set of technological and structural and thermo-physical factors. Therefore main investigations on improvement of reliability in road objects from cold regenerated materials are directed on modernization of machines, equipment for production of cold regenerated mixtures (plants, automobile roads), their placing, compaction, longevity, heat and mass transfer stability.

Presently Wirtgen company (Germany) is considered as a leader in manufacturing equipment for cold in-place recycling of pavement while using Wirtgen WR 4200 recycler with two milling drums, highly-efficient chamber for mixing asphalt granulate and water-cement suspension and foamed bitumen and this work can be realized without placing additional layers and on the highways with high traffic intensity.

Cold regenerated mixtures are divided in two groups in European Union (project DIRECT-MAT (1)): materials stabilized by bitumen emulsion without mineral binder or with its minimum content (up to 1 %) and residual content of bitumen binder (after disintegration of bitumen emulsion) 1–3 % (Portugal, Spain, Sweden) and materials stabilized by bitumen emulsion or foamed bitumen (with residual content of bitumen binder 2.5–3.5 %, cement 1.5–4.0 %) (France, Germany, Poland, Portugal, Slovenia, Czechia).

Regenerated materials without mineral binder (cement) demonstrate their viscoelastic properties within wide temperature and time range. Main defects on the pavements laid with the help of stabilized materials are plastic deformations, fatigue cracks. Elastic properties, increased shear resistance at high temperature, brittleness contri-

buting to low temperature crack formation, reduction in cyclic longevity are revealed to a greater extent while increasing mineral binder.

In this connection selection, design, optimization of binding component composition (organic and mineral) acquire a crucial significance for preparation of cold regenerated mixtures.

Every cold recycling project includes detailed prefeasibility diagnostics of repair object, an analysis of materials in constructive layers of pavement dressings, design of regenerated material composition, calculation of design for pavement dressing that presupposes the following: determination of type and scope of defects in the road pavement; core samples collection from the pavement; laboratory test of road pavement material; selection of binding component type and determination of their amount; if it is necessary, determination of amount for additives, fillers, aggregates; structural analysis of the placed pavement dressing with a layer and layers from regenerated materials.

Pavements can not be repaired with help of cold recycling method without additional works or without adding new materials if there are destructive processes in the pavement dressing which are caused by excessive moistening of basement, road bed; heaving properties in road bed; insignificant shear resistance of road pavement due to high content of bitumen, small-grained components (it is necessary to include a new coarse stone aggregate up 20 % by weight); insignificant adhesion between bitumen and stone aggregate which is revealed in high porosity.

The following test methods are used to assess physical and mechanical characteristics of asphalt concrete in constructive layers of a pavement dressing: extraction of binding material; binder analysis with the help of burning-out method; binder restoration; penetration of the restored binder; binder viscosity; grain composition.

Design of cold regenerated mixture composition is carried out with due account of test results for asphalt concrete pavements: selection of binding components; determination of optimum water content; preparation of cold regenerated mixtures, manufacturing of laboratory samples; storage of laboratory samples.

While testing laboratory samples the following physical and mechanical indices of regenerated concrete are determined: residual porosity; breaking strength for fracture (in dry, wet state); water resistance (according to climatic conditions – frost

resistance); elasticity modulus and thermal and physical characteristics.

If it is necessary tests for shear resistance or cyclic longevity are carried out and they are connected with investigations on properties of design composition for a cold regenerated mixture.

Values of the required qualitative indices for regenerated mixtures, concrete are analogous and oriented toward correction in the following aspects: shear resistance; crack resistance, fatigue, water resistance, frost resistance.

Fig. 4 presents a model diagram for structure of pavement dressings; and tab. 1 shows physical characteristics of some road materials.

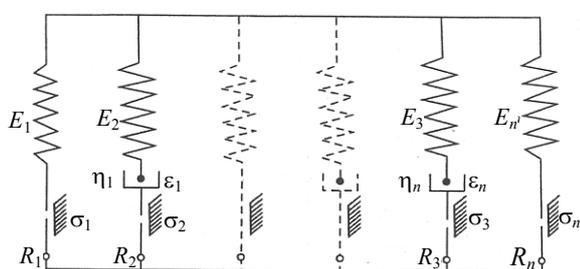


Fig. 4. Scheme of pavement dressing structure model

The required value of breaking strength for fracture within temperature range 5–15 °C is equal to 0.3–1.0 MPa, Marshall Stability – 5–7 kN, water resistance – 60–70 %.

Peculiar features pertaining to analysis of properties for cold concrete on the basis of asphalt granulates while milling road pavements are in that they combine properties of coagulative, condensed, crystallized structures. Arrangement of various bonds in them is non-uniform by volume (strength, deformability of structural aggregates, clusters). On the basis of deformation, destruction principles a structure of similar materials can be presented in the form of a phenomenological model with a complex set of elastic, viscous and plastic bonds which are interchanging according to sequential and parallel schemes.

A great number of components (additives): polymer and other additives (Nicoflok (Russia), NanoSTAB (Germany), RoadCem (Netherlands), NovoCrete (Germany), Perma-Zyme (USA), Dorzin (Ukraine), ANT (Russia), Polybond (Switzerland), ITERLENE A.C.E.R. 1000 (Italy)) and others; special emulsion with high characteristics (GSB-Repave (USA), PASS R (USA), Cyclogen (USA), Reflex (USA)) and rejuvenating substances (predominantly components (including emulsion),

containing various oil of biological origin, mineral, synthetic and waste solvent in their composition are used in order to improve physical and technical characteristics of cold regenerated mixtures on the basis of organic (bitumen emulsion, foamed bitumen) and mineral binders (cement).

Technology using foamed bitumen that increases strength and stress-related characteristics with less expense of binding material is considered as an efficient method for improvement of strength and stress-related characteristics in cold regenerated concrete.

Foamed bitumen is produced by injecting small quantities of water and air into hot bitumen under high pressure. The water evaporates and makes the bitumen foam up intermittently and due to this the bitumen increases its original volume by 15–20-fold. The formed foam is then injected into a mixer through injection nozzles and optimally mixed into cold and moist construction materials. Quality of the foamed bitumen is primarily characterized by such parameters as expansion and half-life. The greater the expansion ratio and half-life, the more easily the foamed bitumen can be processed (fig. 5).

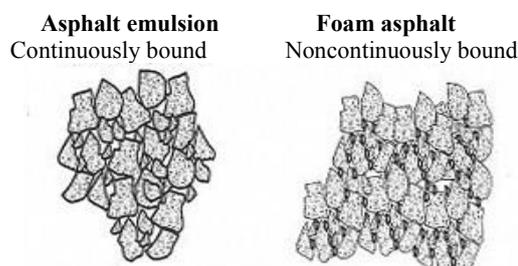


Fig. 5. Scheme of asphalt emulsion and foam asphalt

Thus it is possible to conclude that presently there is no clear option (technology) for cold regeneration of asphalt concrete pavement that ensures maximum restoration of strength and strain properties which permit to use cold regenerated concrete in top pavement layers and that is related to non-availability of efficient methods for quality evaluation of asphalt granulate-based composite materials while performing milling of asphalt concrete pavement with organic and mineral binders and consequently it is not possible to control intentionally their properties and predict them in time. There is no as well methodology for evaluation of efficiency in usage of various additives for reliability of cold regenerated concrete operating under heavy transport load conditions, climatic factors.

Table 1

Physical characteristics of some road materials (concrete based on organic and hydraulic binder) according to standard of the Republic of Belarus – ПБ СТБ 1415–2003

Name of index	Mixture type, %			
	0.5–7.0	0.5–7.0*	0.5–10.0	0.5–10.0
1. Water saturation W , % by volume, not more	0.5–7.0	0.5–7.0*	0.5–10.0	0.5–10.0
2. Intumescence H , % by volume, not more	1.0	1.0	1.0	1.0
3. Index of resistance to plastic deformation I_{area} , not less	1.0	1.0	1.0	1.0
4. Index of temperature crack resistance I_{temp} , not less	0.5	0.5	0.4	0.4
5. Maximum structural strength R_c , MPa, not less	2.2	2.5	1.8	1.8
6. Ultimate compressive strength R_{50} at temperature 323 K (50 °C), MPa, not less, at the age: 1 day (for mixtures of 1 st group) 14 days (for mixtures of 2 nd and 3 rd groups) 28 days (for all mixtures)	0.5 0.9 1.0	0.7 1.1 1.4	0.3 0.6 0.8	0.5 1.0 1.2
7. Coefficient of frost resistance in aggressive environment $C_{frost\ resistances}$, not less	0.7	0.7	0.6	0.6

* In case of placing a protective layer not less than in 6 months maximum permissible level of water saturation must constitute not more than 4 %.

Problem pertaining to development of methodology for quality evaluation of asphalt-granulate-based composite materials with due account of milling, nano-components in existing asphalt concrete, concrete pavements is considered as one of the most important in the project “Development of complex technical system for activation and full regeneration of pavement dressings” which has been implemented within an international project of Henan Excellence Bureau in the field of green technologies for regeneration and recycling of road construction materials; results of the development can be used as in the People’s Republic of China so in the Republic of Belarus as well and in other countries of the world.

While making selection of components (filler material, structuring additives, modifiers, stabilizers and others) which exert an action on properties of cold regenerated mixtures, asphalt-granulate-based concrete it is necessary to take into account fields of elastic, viscoplastic bonds in the structure.

Bonds (elastic, viscous, plastic) in a composite concrete with organic and hydraulic binder have own mechanical characteristics, so such concrete possesses a spectrum of elastic and viscoplastic properties. Changes in temperature, load value and regime lead to inter-bond substitution. Various elastic and viscoplastic bonds are functioning in the process of deformation in accordance with temperature, load regime, concrete composition, so the concrete reveal to various extents properties of elastic and viscous solid (fig. 6).

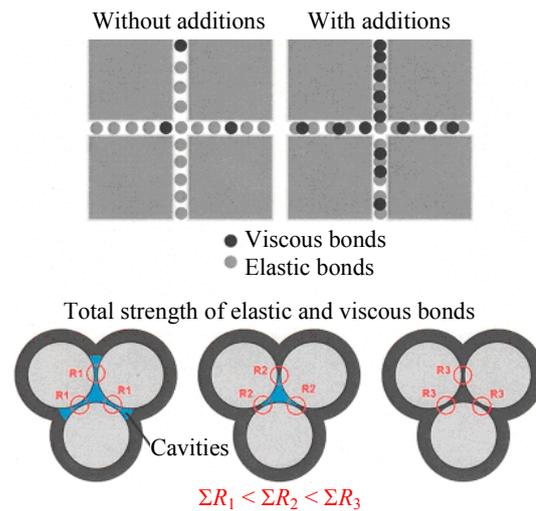


Fig. 6. Schemes of total bonds in concrete with organic and hydraulic binder

If only elastic bonds are deformed then it is possible to observe complete deformation reversibility, and destruction occurs according to mechanism of brittle solid irrespective of loading period. At the other extreme viscoplastic bonds characterize occurrence of residual deformation and they are subjected to influence of temperature and loading period.

Deformation processes in the concrete structure can arise due to the following factors: breakage in elastic bonds; attainment of ultimate deformations in viscoplastic bonds. Whatever the composition and structure concrete having equal number of elastic (viscoplastic) bonds possesses the same relaxation capability, relaxation rate, Poisson’s ratio, ratio between dissipated and stored energy.

Having denoted portion of elastic bonds characterizing concrete state by some scalar quantity n_r , viscoplastic n_v , then the following assumption must be fulfilled

$$n_r + n_v = 1. \quad (1)$$

As due to deformation of viscoplastic bonds dissipation of applied energy takes place then we can accept theoretically that n_r and n_v proportion is determined by ratio of dissipated energy to the applied one. Consequently number of n_r and n_v depends principally on relaxation concrete properties and load action time, and number of elastic bonds in the deformation process can be determined from the following dependence

$$n_r = \frac{E_t}{E_c} = \left(\frac{R_t}{R_c} \right)^{\frac{3}{m}}, \quad (2)$$

where E_t , R_t – module of relaxation and concrete strength, MPa; E_c , R_c – maximum values for module of relaxation and concrete strength within all ranges of temperature and load action rate (load action time), MPa; m – coefficient depending on concrete properties (types).

Thus it is necessary to evaluate not only quantitative characteristics of strength and deformability according to the results of elementary tests but it is necessary to evaluate as well process of changes in deformation regimes due to adding of modifying and other additives. This equates to exert intentionally an influence on ratio of elastic and viscoplastic bonds in the structure of cold regenerated asphalt-granulate-based concrete within specific range of transport load actions and climatic factors.

A large value of property parameters obtained during elementary tests (for example, strength resistance to disruption at temperature of 15 °C) does not always mean a long time performance of cold regenerated concrete.

Such approach must be taken into account while optimizing compositions of cold regenerated mixtures and it is especially important while modifying them with the help of various additives.

Generally, in case of positive influence of low-molecular, ion active, organic, SAS (Surface Active Substance) – and enzyme-based stabilizers on properties of cold asphalt-granulate-based concreted it is possible to reach their high calculative characteristics which can be clearly predicted according to value of maximum structural strength (R_c) at the level of 2.5–4.0 MPa (while making calculations according

to methodology of the People’s Republic of China) or 4.0–6.5 MPa (while calculating strength according to methodology of the Republic of Belarus) and the level of maximum elasticity modulus is equal to 25000 MPa. On the assumption of reaching the indicated maximum structural strength it can be said that there is a possibility to use cold concrete in top layers of pavement dressings with appropriate indices of residual porosity even for rather busy highways.

Therefore one of the main characteristics determining the possibility to reach the required indices for cold regenerated mixtures and concrete is granulometric composition of asphalt granulators while milling old asphalt-concrete pavements. Quality of asphalt granulate, its sensible use in cold regenerated mixtures are determined by its fractional composition, bitumen content and its properties which are taken into account for further optimization of organic binder content. Tab. 2 and 3 present a granulometric composition of asphalt granulators and European standard (DIRECT-MAT project).

Table 2

Granulometric composition of asphalt granulators

Sieve size	Fine gradation	Medium gradation	Coarse gradation
	Percent passing		
1.25" (31.5 mm)	100	100	100
3/4" (19 mm)	95–100	93–97	83–87
No 4 (4.75 mm)	60–70	48–52	38–42
No 30 (600- μ m)	20–30	8–12	3–7
No 200 (75- μ m)	1–7	1–3	0.5–2.0

Tab. 4 presents some physical and technical characteristics of aggregates according to the standard of the Republic of Belarus.

Although there is a great variety of manufactured modern mechanisms for cold in-place regeneration of asphalt concrete pavements it is still necessary to solve a problem pertaining to synchronous obtaining of asphalt granulate of various fractions because it will permit significantly to increase reliability of cold regenerated concrete. Main attention is paid to increase of uniformity in asphalt granulate due to milling of asphalt concrete pavements that does not always allow optimally to regulate frame structure of cold concrete, its strength, deformation properties. In this connection it is expediently to develop a methodology for evaluation of regenerating ability of asphalt granulate and such approach will permit purposefully to optimize compositions of cold regenerated mixtures and improve their physical and mechanical characteristics.

Table 3

European standard (project DIRECT-MAT)

Country Czech Rep.	Emulsion cold mix		Foamed bitumen cold mix	
	Fines (<0.063 mm) ≤6 %	Fine aggregates (<2 mm)	Fines (<0.063 mm) ≤6 %	Fine aggregates (<2 mm)
Finland	4–8 %	–	4–8 %	–
Germany	2–10 %	≥20 %	3–12 %	≥25 %
Portugal, Spain ¹⁾	1–3 %	15–40 % ($h > 10$ cm) or 19–42 % ($h \approx 6$ –10 cm)	–	–
South Africa	4–10 %	25–40 %	2–9 %	25–40 %

¹⁾ Both Portugal and Spain have specifications for the grading of the reclaimed asphalt material, which must fit one of the required grading envelopes: one for applications in layer thicknesses higher than 10 cm and other for layer thicknesses between 6 cm and 10 cm.

Table 4

Size and grade of crushed and gravel aggregates according to СТБ 1415–2003-standard of the Republic of Belarus

Constructive layer of pavement	Maximum size of crushed aggregate (gravel aggregate), mm	Content of grains with coarseness, % by weight			Grade of crushed aggregate (gravel aggregate) according to crushing (strength), not less than
		more than 5 mm, not more than	less than 0.63 mm, not less than	less than 0.71 mm, not less than	
Top layer	20	65	24	6	800
	20	50	38	6	400
	15	35	50	4	300
	10	35	50	4	200
Bottom layer	40	70	12	2	800
	40	55	20	2	400
	20	35	30	4	300
	15	35	30	4	200

Note: Volume of grains having coarseness less than 0.071 mm includes hydraulic binder.

At the same time analytical, experimental investigations in various climatic regions of countries carried out within the framework of international Henan project have shown that longevity, economy, optimum conditions for operation of pavement coatings depend not only on physical and chemical characteristics of roads and environmental systems (“road surface – horizon”; “road surface – heat flows – atmospheric air”, afforestation, number (density, load capacity) of transport objects”), these indices depend also on thermodynamic, heat- and mass transfer potentials, thermodynamic parameters of air, air flow rate. Other factors have been noted as well and they represent a complex of challenges concerning exterior and internal problems which has arisen due to actual processes of heat and mass transfer in one layer, multi-layer systems of pavement dressings. At known coefficients of heat conductivity, steam- and mass permeability, diffusion, filtration, temperature conductivity, density of material layers etc. initial and boundary conditions it is possible to carry out optimization of heat- and mass transfer problems from bottom surface of road layer to its base (sand, bulk materials, ground).

For example, considering a road pavement (dressing) as a semi-closed body, whose surface is

streamed by air at natural and forced convection according to Newton’s law solution of differential equation of heat conductivity leads to the following equation for calculation of temperature fields of one- and multi-layer pavement dressings [5–12]

$$t(x, \tau) = \frac{2}{\sqrt{\mu}} \int_x^{\infty} f \left(\tau - \frac{x^2}{4a\vartheta^2} \right) \exp^{-\vartheta^2} d\vartheta = \frac{4}{2\sqrt{a\tau}} \int_0^{\tau} \frac{f(\tau - \eta)}{\eta^{3/2}} \cdot \exp \left(-\frac{x^2}{4\eta} \right) d\eta \quad (3)$$

If road surface temperature is constant then from (3) we can obtain

$$t(x, \tau) = t(0, \tau) \cdot \operatorname{erfc} \frac{x}{2\sqrt{a\tau}}, \quad (4)$$

where $\operatorname{erfc} \frac{x}{2\sqrt{a\tau}}$ – tabulated Gaussian error function (integral); ϑ – excess (difference) temperature of air in boundary layer and road pavement surface; η – ratio of distance from road dressing surface to its total thickness (relative distance); μ – root of modified Bessel function (table value).

In addition to it, while taking into account development of scientific prospective direction that concerns nano-technology and creation of nano-materials for higher reliability of road dressings it is necessary to consider nanomaterial science in road-construction industry as the most actual one because when we study problems pertaining to fractional composition of all road dressing components including transfer to nanomaterials, for example, application of modified water-reducing agent based on nanostructured carbon it is possible significantly to increase physical and technological properties of asphalt concrete and concrete road dressings.

CONCLUSIONS

1. Theoretical and experimental investigations on development of road-construction industry and especially improvement in reliability, strength and mainly longevity of pavement dressing are carried out within the framework of international project with the support of Henan Bureau of Outstanding Foreign Specialists, Grant No. G₁ZS 2018006 (People's Republic of China, Henan).

2. Analytical, experimental investigations in various climatic regions of countries have shown that longevity, economy, optimum conditions for interaction depend not only on physical and chemical characteristics of roads and environmental systems ("surface roads – horizon"; "road surface – heat flows – atmospheric air", afforestation, number (density) of transport objects, thermodynamic, heat- and mass transfer potentials, thermodynamic parameters of air, air flow rate.

3. Multi-year in-situ investigations have shown that metastable state of pavement dressings has a limited stability and when affected by relatively small external action it is entered into more stable state (super-cooled vapor), it exists for a short period of time and it is transformed into liquid, saturated, supersaturated steam, over-heated liquid and it depends on micro-macroelements of road surface, presence of external disturbances etc.

4. Longevity, operational characteristics of asphalt-concrete, cement-concrete pavement dressings are significantly determined by stationary, quasi-stationary heat- and mass transfer processes in pavement dressings, dynamic and heat boundary layers at various boundary and initial conditions.

5. It is necessary to continue and expand study of physical and technical and thermophysical properties of new materials on the basis of nano-technologies with application of modified, nanostruc-

tured carbon-based plasticizer for construction-road industry because especially these additives significantly increase cement activity that leads to improvement of strength, reliability and longevity for the obtained materials.

REFERENCES

1. Hugener M., Parti M. N., Morant M. (2014) Cold Asphalt Recycling with 100 % Reclaimed Asphalt Pavement and Vegetable Oil-Based Rejuvenators. *Road Materials and Pavement Design*, 15 (2), 239–258. <https://doi.org/10.1080/14680629.2013.860910>.
2. Ben M. D., Jenkins K. J. (2014) Performance of Cold Recycling Materials with Foamed Bitumen and Increasing Percentage of Reclaimed Asphalt Pavement. *Road Materials and Pavement Design*, 15 (2), 348–371. <https://doi.org/10.1080/14680629.2013.872051>.
3. Guatimosim F. V., Vasconcelos K. L., Bernucci L. L. B., Jenkins K. J. (2018) Laboratory and Field Evaluation of Cold Recycling Mixture with Foamed Asphalt. *Road Materials and Pavement Design*, 19 (2), 385–399. <https://doi.org/10.1080/14680629.2016.1261726>.
4. Modarres A., Ayar P. (2016) Comparing the Mechanical Properties of Cold Recycled Mixture Containing Coal Waste Additive and Ordinary Portland Cement. *International Journal of Pavement Engineering*, 17 (3), 211–224. <https://doi.org/10.1080/10298436.2014.979821>.
5. Jaluria Y. (1980) *Natural Convection Heat and Mass Transfer*. Pergamon, Oxford. 326.
6. Lykov A. V. (1967) *Theory of Thermal Conductivity*. Moscow, Vysshaya Shkola Publ. 600 (in Russian).
7. Cebeci T., Bradshaw P. (1984) *Physical and Computational Aspects of Convective Heat Transfer*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg. <https://doi.org/10.1007/978-3-662-02411-9>.
8. Scheidegger A. E. (1960) *The Physics of Flow Through Porous Media*. Macmillan. 313.
9. Schlichting H. (2107) *Boundary Layer Theory*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg. <https://doi.org/10.1007/978-3-662-52919-5>.
10. Khroustalev B. M., Akeliev V. D., Sizov V. D., Zolotariova I. M. (2013) *Device for Determination of Air Permeability in Enclosing Structures*. Patent Republic of Belarus No 17278 (in Russian).
11. Khroustalev B. M., Nesenchuk A. P., Timoshpol'skii V. I., Akel'ev V. D., Sednin V. A., Kopko V. M., Nerez'ko A. V. (2007) *Heat and Mass Transfer. Part 1*. Minsk, Belarusian National Technical University. 607 (in Russian).
12. Akeliev V. D. (2010) *Heat- and Mass Transfer in Limited Space of Construction Structures and Works*. Minsk, Belarusian National Technical University. 317 (in Russian).

Received: 20.12.2018

Accepted: 27.02.2019

Published online: 29.03.2019

<https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-113-120>

УДК 624.072.33.04 (083.75)

Некоторые замечания к проектированию стальных конструкций по европейским нормам

Докт. техн. наук, проф. Е. Ю. Давыдов¹⁾

¹⁾Белорусский национальный технический университет (Минск, Республика Беларусь)

© Белорусский национальный технический университет, 2019
Belarusian National Technical University, 2019

Реферат. На основании опыта применения и сделанного анализа приведены критические замечания по европейским нормам проектирования стальных конструкций, включая сварные и болтовые соединения. Замечания представлены в сопоставлении с аналогичными нормативными документами, действующими на территории Беларуси. Проанализированы европейские нормы, касающиеся нагрузок (определение расчетных значений нагрузок и составление расчетных сочетаний нагрузок). Особое внимание уделено анализу требований европейских норм к сталям и сварочным материалам и сопоставлению их с механическими характеристиками аналогичных материалов, используемых для изготовления стальных конструкций в республике. Отмечены принятые в европейских нормах правила, которые при сравнении с аналогичными правилами, используемыми в строительных нормах и правилах (СНиП), приводят к существенному увеличению материалоемкости стальных конструкций. Это прежде всего касается назначения частных коэффициентов по нагрузкам и классификации сечений по обеспечению местной устойчивости сжатых и частично сжатых элементов. В статье отмечены правила Еврокодов, не соответствующие требованиям государственных стандартов и технических условий, действующих на территории Республики Беларусь. Показана существенная ограниченность некоторых европейских правил, касающихся расчета центрально и внецентренно сжатых элементов, отмечено отсутствие правил по проверке общей устойчивости сквозных и ступенчатых колонн, которые имеют широкое распространение в проектах, реализуемых на территории республики. По результатам проведенного анализа сделаны выводы, согласно которым применение европейских норм по проектированию стальных конструкций на территории Республики Беларусь имеет существенные ограничения.

Ключевые слова: нагрузка, стальная конструкция, прочность, устойчивость, коэффициент

Для цитирования: Давыдов, Е. Ю. Некоторые замечания к проектированию стальных конструкций по европейским нормам / Е. Ю. Давыдов // *Наука и техника*. 2019. Т. 18, № 2. С. 113–120. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-113-120>

Some Comments on Designing of Steel Structures According to European Standards

Y. Y. Davydov¹⁾

¹⁾Belarusian National Technical University (Minsk, Republic of Belarus)

Abstract. Critical comments on the European standards for designing steel structures including welded and bolted joints have been given on the basis of application experience and executed analysis. Comments are presented in comparison with similar regulatory documents which are in effect in Belarus. European standards concerning loads (determination of calculated load values and drawing up of design load combination) have been also analyzed. Particular attention has been paid to the analysis of European standard requirements to steel and welding materials and their comparison with mechanical characteristics of similar materials used for manufacture of steel structures in Belarus. The paper gives notice to the rules which are accepted in the European norms and the rules being compared with the similar rules used in Construction rules and regulations (SNiP) lead to a significant increase in material consumption of steel structures. First of all, it concerns assignment of partial load factors and classification of sections for ensuring local stability of compressed and partially compressed elements. The paper pays a special notice to the rules of Eurocodes that do not meet requirements of State standards and technical specifications operating in the Republic of Belarus. Significant limitations of some European rules regarding calculation of centrally and eccentrically loaded members are also noted.

Адрес для переписки

Давыдов Евгений Юрьевич
Белорусский национальный технический университет
просп. Независимости, 150,
220014, г. Минск, Республика Беларусь
Тел.: +375 17 265-95-77
ftk75@bntu.by

Address for correspondence

Davydov Yevgeny Y.
Belarusian National Technical University
150 Nezavisimosty Ave.,
220014, Minsk, Republic of Belarus
Tel.: +375 17 265-95-77
ftk75@bntu.by

rically compressed elements, absence of rules for testing overall stability of through and step columns which are widely used while implementing projects Belarus have been described in the paper. Conclusions have been made on the basis of the analysis results and according to them application of European standards for designing steel structures has significant limitations on the territory of the Republic of Belarus.

Keywords: load, steel structure, strength, stability, coefficient

For citation: Davydov Y. Y. (2019) Some Comments on Designing of Steel Structures According to European Standards. *Science and Technique*. 18 (2), 113–120. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-113-120> (in Russian)

Введение

Нормы проектирования стальных конструкций не могут быть разработаны без учета значений изменчивости климатических и технологических нагрузок для данного региона, в отрыве от свойств используемых металлов, условий эксплуатации конструкций применяемых прокатных профилей и возможных отклонений при монтаже конструкций. Поэтому замена только метода расчета стальных конструкций, применяемого в Республике Беларусь, на метод, предусмотренный европейскими нормами, приводит к серьезным несоответствиям и нарушению как самих европейских норм, так и нормативного законодательства, действующего на территории Беларуси.

В настоящее время в Республике Беларусь используются два нормативных документа по проектированию стальных конструкций: СНиП II-23-81* [1] и европейские нормы ТКП EN 1990–2011 «Основы проектирования строительных конструкций» (или ТКП EN 1991-1-7–2009 «Воздействия на конструкции», или ТКП EN 1993-1-1–2009 «Проектирование стальных конструкций»). Европейские нормы включены в число действующих документов в 2009 г., и сейчас уже имеется опыт их использования в реальном проектировании. Соответственно появилась возможность произвести анализ основных положений европейских норм, отметить принципиальные отличия, сопоставить результаты расчетов, выполненных по [1] и Еврокодам, сделать выводы.

Цель проведенного анализа – обратить внимание специалистов, занимающихся проектированием стальных конструкций, на некоторые, не совсем обоснованные положения Еврокодов, на несоответствия отдельных положений европейских норм нормативным документам, действующим на территории Беларуси, на существенное увеличение материалоемкости стальных конструкций, запроектированных по европейским нормам.

Определение нагрузок

При анализе EN 1990 вызывает вопрос приведенное в Приложении А правило: «...в зависимости от назначения, формы и положения здания в сочетании воздействий учитывается не более двух переменных воздействий» (п. А1.2.1(1)). Данное правило прежде всего противоречит ГОСТ 27751–2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения», где нет ограничений по количеству учитываемых временных нагрузок и, кроме того, они не всегда соответствуют реальным условиям, где количество временных нагрузок, действующих одновременно, как правило, оказывается больше двух. Также, согласно EN 1990, ограничивается количество временных нагрузок при расчете покрытий. Из табл. А1.1 Приложения А EN 1990 следует, что коэффициенты сочетаний (ψ_0, ψ_1, ψ_2) для временных полезных не доминирующих нагрузок на покрытие равны нулю, т. е. если при расчете покрытий учитывается снеговая нагрузка как доминирующая и в этом случае учитываемая без коэффициента сочетаний, то в соответствии с п. 6.4.3.2 EN 1990 другие временные нагрузки на покрытие уже не могут быть учтены. Согласно приведенному правилу, в случае особых расчетных ситуаций уже не могут быть учтены все временные нагрузки на покрытие.

Следует обратить внимание на слабую дифференциацию и завышенные значения некоторых частных коэффициентов, используемых в европейских нормах. Например, в EN 1990 в табл. А.2(В) применительно ко всем постоянным нагрузкам рекомендуется одно и то же значение коэффициента, используемого для перехода от нормативной нагрузки к расчетной (γ_F), значение которого, согласно формуле (6.2в) EN 1990, определяется как произведение двух коэффициентов: $\gamma_F = \gamma_f \gamma_{sd}$, где γ_f – коэффициент, учитывающий возможность неблагоприятных отклонений значений воздействий от нормативного значения; γ_{sd} – коэффициент,

учитывающий неопределенности, касающиеся определения воздействий или усилий от воздействия. Однако, несмотря на обилие и разнообразие учитываемых факторов в EN 1990, значение этого коэффициента для всех постоянных нагрузок принято одинаковым и равным 1,35. Также подлежит сомнению принятое в EN 1990 одинаковое значение этого коэффициента для временных нагрузок, равное 1,5, т. е. для некоторых нагрузок по сравнению со СНиП 2.01.07–85* «Нагрузки и воздействия» [2] имеется существенное превышение, достигающее 36 %.

Что касается вычисления нормативных значений нагрузок от мостовых кранов, то здесь возникают затруднения, связанные с тем, что в технической документации на грузоподъемные краны отсутствуют характеристики, необходимые для их определения: эффект ускорения и перекоса; положение мгновенного центра вращения; коэффициент электромеханической связи и т. д. (EN 1991-6). В связи с динамическим характером крановой нагрузки в расчетах подкрановых конструкций применяются коэффициенты динамичности. В [2] используется один коэффициент динамичности для вертикальных нагрузок, равный 1,2 для кранов режима работы 8К, и 1,1 – для кранов режимов работы 7К и 6К, и один коэффициент для горизонтальных нагрузок, равный 1,1 для кранов режима работы 8К. В евро нормах используются три коэффициента динамичности для вертикальной (φ_1 , φ_2 , φ_4) и один для горизонтальной (φ_5) нагрузок. Для φ_1 , учитывающего динамику моста крана, в EN 1991-3 приведен только интервал $0,9 < \varphi_1 < 1,1$, но при этом отсутствуют какие-либо указания по определению точного значения этого коэффициента для конкретного крана. Коэффициент φ_2 , учитывающий динамику, возникающую в момент подъема груза, зависит от режима работы крана и скорости подъема груза. При равных условиях его значение на 20–25 % больше аналогичного коэффициента для вертикальных нагрузок, принятого по [2]. Коэффициент φ_4 учитывает динамику, возникающую при движении крана. Указанная динамика возникает, прежде всего, при прохождении краном стыков рельсов. По евро нормам φ_4 принимается равным 1, если стыков нет и соблюдены допуски на рельсовые пути (EN 1993-6). Если эти требования не соблюдены (это имеет место в большинстве

случаев), то значение φ_4 рекомендуется определять с помощью моделирования (при проектировании исследование на моделях, как правило, не предусматривается). Коэффициент φ_5 применяется к горизонтальным инерционным воздействиям. При этом формулировки, определяющие диапазоны для φ_5 , не конкретны: «силы изменяются плавно» – в этом случае $1,0 \leq \varphi_5 \leq 1,5$; «могут произойти резкие изменения» – $1,5 < \varphi_5 \leq 2,0$; «для приводов, имеющих значительный мертвый ход» – $\varphi_5 = 3,0$. Следует отметить, что вычислить точное значение φ_5 не представляется возможным, так как приведенные формулировки не имеют никакого числового сопровождения.

Требования к стальному прокату

Согласно п. 3.2.3(1)Р EN 1993-1-1, стали, используемые для изготовления стальных конструкций, должны иметь гарантии по ударной вязкости (KCV) при самой низкой температуре эксплуатации вне зависимости от толщины проката, условий работы и ответственности конструкций. Если сталь не соответствует этому требованию, то использовать европейские нормы для проектирования стальных конструкций не допускается (EN 1993-1-1, п. 2.2(2)). Здесь необходимо подчеркнуть, что в европейских нормах пункты, обозначенные буквой «Р», являются основными принципами этих норм, для которых не допускаются какие-либо альтернативные варианты. Показатель ударной вязкости принимается по ГОСТу или ТУ. В настоящее время в Беларуси фасонный и листовой прокат поставляется в основном по ГОСТ 27772–2015. По этому документу ударная вязкость для фасонного и листового проката из сталей С235 и С345К вообще не нормируется. Для стали С245 ударная вязкость нормируется, но только при температурах плюс 20 и 0 °С, для стали С255 – при температурах плюс 20; 0 и минус 20 °С. Для фасонного проката из сталей С345 и С355 KCV нормируется только при температуре минус 20 °С, а для листового проката из тех же сталей – при температурах минус 20 и минус 40 °С. Указанные стали являются наиболее применяемыми для изготовления стальных конструкций. При более низких температурах (минус 20 и минус 40 °С) фасонный прокат имеет нормированный пока-

затель по KCV только из стали С390. Нормируемый показатель по KCV при температурах минус 40 и минус 60 °С имеет только листовой прокат и лишь из сталей высокой прочности (С390 и более). Здесь уместно напомнить, что самая низкая температура, зарегистрированная на территории Беларуси, составляет минус 41 °С [3]. Также следует отметить, что весь стальной прокат толщиной менее 4 мм не имеет нормированных показателей по KCV. Стали класса прочности С355 и более не имеют этих показателей уже при толщинах менее 8 мм.

Если следовать европейским нормам исходя только из требований по ударной вязкости, то полностью исключаются из применения: стали С235 и С345К; фасонный прокат из сталей С245, С255, С345, С355 и С355-1 может применяться только в отапливаемых помещениях ($T \geq (-20) \text{ } ^\circ\text{C}$), при этом толщина проката для сталей С245, С255 и С345 должна быть не менее 4 мм и не менее 8 мм – для сталей С355 и С355-1; для конструкций, эксплуатируемых в неотапливаемых помещениях или на открытом воздухе ($T \geq (-40) \text{ } ^\circ\text{C}$), может применяться фасонный прокат только из стали С390 толщиной не менее 8 мм. Также на открытом воздухе может быть использован листовой прокат из стали С345, но при толщине не менее 4 мм, и из стали С355 и других сталей с более высокой прочностью, но лишь при толщине не менее 8 мм.

Представляются не совсем обоснованными некоторые рекомендации, приведенные в европейских нормах, по отношению к частным коэффициентам, используемым для перехода от нормативной характеристики материала к расчетной. В евро нормах для этого применяется коэффициент γ_{Mi} , который определяется как произведение двух коэффициентов γ_m и γ_{Rd} (EN 1990, п. 6.3.5). Коэффициент γ_m учитывает возможные неблагоприятные отклонения характеристик свойств материала, а γ_{Rd} – неопределенности расчетной модели сопротивления, включая отклонения геометрических параметров. Кроме указанных коэффициентов, γ_{Mi} может включать еще один коэффициент η , который учитывает объемные и масштабные факторы, влияние влажности и температуры (EN 1990, пп. 6.3.3, 6.3.5). Сомнение вызывает то, что несмотря на обилие и разнообразие

факторов, учитываемых данными коэффициентами, их произведение при расчете стальных конструкций принимается равным единице (EN 1993-1-1, п. 6.1), т. е. в итоге получается, что этот коэффициент ничего не учитывает. Аналогичные вопросы возникают и при определении ветровых нагрузок, где значения коэффициентов c_{dir} (учитывающего направление ветра), сезонного c_{season} и орографического c_o также рекомендуется принимать равными единице (EN 1991-1-4).

Расчет центрально и внецентренно сжатых элементов

При расчете центрально и внецентренно сжатых элементов в евро нормах используется классификация поперечных сечений, которая назначается по предельным отношениям ширины пластины (стенки или полки профиля) к толщине (EN 1993-1-1, табл. 5.2). Предельные отношения назначаются из условия обеспечения местной устойчивости пластины при напряжениях, равных пределу текучести, и зависят от вида эпюры напряжений (для стенок – это изгиб, сжатие или сжатие с изгибом, для полки – это сжатие или сжатие с изгибом). Различают четыре класса: для сечений 1-го и 2-го классов допускается появление напряжений, равных пределу текучести по всему сечению без потери местной устойчивости; для сечений 3-го класса напряжение, равное пределу текучести, допускается только в крайних, наиболее напряженных точках сечения при изгибе и по всему сечению при центральном сжатии и тоже без потери местной устойчивости. Для сечения 4-го класса потеря местной устойчивости предшествует появлению напряжений, равных пределу текучести, и в результате этого неустойчивая часть стенки или полки исключается из дальнейшей работы конструкции. Все формулы для проверок прочности и устойчивости элементов в евро нормах привязаны к соответствующему классу сечения.

Принятая классификация сечений вызывает следующие замечания:

1) при классификации сечений, относящихся к 1-му и 2-му классам, используется понятие «вращательная способность» (EN 1993-1-1, п. 5.5.2). Применительно к сечениям, в которых может образоваться шарнир пластичности,

и при использовании диаграммы для идеально-упругопластического металла такое понятие является трудно или даже невозможно определенным. Поэтому сложно выявить, какое сечение следует относить к 1-му классу, а какое ко 2-му. Этот вопрос тем более уместен, потому что аналитические выражения, используемые в евронормах для расчета элементов с сечениями 1-го и 2-го классов, совершенно одинаковы;

2) предельные отношения высоты стенки к толщине и ширины свеса полки к толщине, обеспечивающие местную устойчивость, назначены без учета принципа равноустойчивости, т. е. без учета устойчивости всей конструкции, что приводит к существенному увеличению металлоемкости. Например, для центрально сжатых элементов из стали С235 отношение высоты стенки к толщине, при котором в расчетах используется полная площадь стенки, составляет 42. То же самое отношение, но вычисленное по [1] с учетом равноустойчивости и при гибкости конструкции в пределах 60–120, составляет 57–78, т. е. по [1] за счет увеличения тонкостенности стенки высота сечения может быть увеличена в 1,08–1,36 раза без увеличения площади сечения. Соответственно это повлечет существенное увеличение радиуса инерции и несущей способности конструкции в плоскости стенки примерно на 15–30 %. Аналогичный вывод был получен в [4];

3) также следует отметить, что в табл. 5.2 EN 1993-1-1 отсутствуют указания по определению наибольшего отношения высоты стенки к толщине для профилей, где центр тяжести не совпадает с центром изгиба.

При расчете на общую устойчивость внецентренно сжатых элементов в EN 1993-1-1 рассматривается довольно ограниченная область: только элементы сплошностенчатые и постоянного сечения, с двумя осями симметрии и с шарнирным опиранием. При расчете делаются различия между элементами, закрепленными и не закрепленными от кручения, но при этом не оговаривается степень дискретного закрепления (нет числового сопровождения). Аналитические зависимости, используемые для проверки устойчивости внецентренно сжатых элементов, отличаются чрезмерной громоздкостью и весьма неудобны при проектировании.

Проверка общей устойчивости сквозных колонн в евронормах не предусматривается, так как значения понижающих коэффициентов (аналог коэффициентов продольного изгиба по [1]) приведены только для сплошностенчатых стержней (EN 1993-1-1, табл. 6.2). Проверка устойчивости предусматривается лишь для отдельных ветвей сквозных колонн и для раскосов. При расчете сквозных колонн с планочной решеткой проверка устойчивости вообще не предусмотрена – ни для ветвей, ни для всего элемента, – расчет производится только на прочность, как для рамных систем. Сопоставительные расчеты сквозных колонн с наиболее употребительными параметрами показывают, что несущая способность, вычисленная по Еврокоду 3 (EN 1993), оказывается на 20–25 % меньше несущей способности, вычисленной по [1].

При проверке общей устойчивости элементов в евронормах рассматриваются не только изгибные формы, но также крутильные и крутильно-изгибные формы потери устойчивости. Здесь уместно напомнить, что крутильная форма потери устойчивости может иметь место только при центральной сжатии и для элементов с двояко-симметричными сечениями (центр изгиба совпадает с центром тяжести). Формула по определению критической силы при крутильной форме потери устойчивости, используемая в евронормах, получена в [5]. Сопоставление критических сил для наиболее используемых профилей показывает, что значения критических сил, соответствующих крутильной форме потери устойчивости ($N_{cr,T}$) для сечений, где центр тяжести совпадает с центром изгиба, всегда больше значений критических сил, соответствующих изгибной форме потери устойчивости в плоскости наименьшей жесткости ($N_{cr,y}$). При этом с увеличением гибкости разница между указанными критическими силами только возрастает. Из рассмотренного сопоставления следует, что рассчитывать центрально сжатые элементы, в которых центр изгиба совпадает с центром тяжести, на устойчивость по крутильной форме потери устойчивости, как это предусмотрено в евронормах, не имеет смысла. Сделанный вывод подтверждается конкретными расчетами, результаты которых приведены в табл. 1.

Значения критических сил (кН) для двутавров по ГОСТ 57837
 Values of critical forces (kN) for I-beams according to GOST (All-Union State Standard) 57837

Профиль	$I_{кр}$	I_y	r^2	$N_{cr,T} = \frac{\pi^2 EI_y}{l^2} \cdot \frac{h^2}{4i_0^2} + \frac{GI_{кр}}{i_0^2}$	$N_{cr,Y}$	λ_y	$N_{cr,T}/N_{cr,Y}$
20К1	20,3	1334	97,55	$733,4 + 1623 = 2356,4$	752,6	119	3,13
30К1	75,8	6079	223,00	$3369 + 2651 = 6020$	3430,0	80	1,75
40К1	183,0	17610	398,00	$9638 + 3586 = 13224$	9935,0	60	1,33
30Ш1	30,4	1470	173,50	$1010 + 1367 = 2377$	829,0	129	2,87
50Ш1	119,0	6762	464,00	$4815 + 2000 = 6815$	3815,0	88	1,79
70Ш1	269,0	10400	814,60	$8400 + 2576 = 10976$	5867,0	87	1,87
30Б1	10,2	390	160,00	$301 + 497 = 798$	220,0	197	3,63
50Б1	45,8	1606	417,30	$1314 + 856 = 2170$	906,0	144	2,40
70Б1	138,4	4556	792,00	$3873 + 1363 = 4236$	2570,0	114	1,65

Для стержней с сечениями, имеющими одну ось симметрии (центр изгиба не совпадает с центром тяжести), также возможны две формы потери устойчивости: изгибная и изгибно-крутильная. Это заключение относится к элементам, сечения которых не закреплены от вращения вокруг продольной оси элемента. Формула по определению критической силы при изгибно-крутильной форме потери устойчивости приведена в [5]. Из сопоставления указанных критических сил следует, что значения критических сил, соответствующих изгибно-крутильной форме потери устойчивости, становятся меньше значений критических сил, соответствующих изгибной форме потери устойчивости только при малых гибкостях. Сделанный вывод подтверждается результатами, приведенными в [6], где исследовались швеллеры № 30, 33, 36 и 40. При выполнении аналитических исследований использовались дифференциальные уравнения, полученные в [7], составленные для центрально сжатых стержней в деформированном состоянии, т. е. с учетом линейных перемещений и углов закручивания. Из результатов, приведенных в [7], следует, что изгибно-крутильная форма потери устойчивости может иметь место, но только при малых гибкостях – менее 60. К представленным замечаниям по EN 1993-1-1 можно добавить: не приведены аналитические зависимости по расчету открытых С-образных профилей, усиленных планками; не оговорены условия расчета

изгибаемых элементов в упругопластической стадии при наличии зон чистого изгиба; отсутствуют правила по расчету ступенчатых колонн. Геометрическую нелинейность в европейских нормах следует учитывать, если деформации или перемещения конструкции значительно увеличивают усилия (EN 1990, п. 5.2.1(2)). Здесь следует отметить, что геометрическая нелинейность в большинстве случаев приводит к уменьшению усилий, особенно это касается висячих конструктивных форм, а неучет этого фактора, неоднократно экспериментально подтвержденного, приведет к излишнему увеличению материалоемкости [8, 9]. К тому же неучет геометрической нелинейности противоречит ГОСТ 27751.

Расчет соединений

В ТКП EN 1993-1-8–2009 «Проектирование стальных конструкций. Расчет соединений» есть два главных отличия от [1]:

1) расчет сварных соединений выполняется только по продольному сечению шва (по наплавленному металлу), расчет по границе сплавления, как это требуется согласно [10; 1], не предусматривается;

2) при проверке прочности сварных соединений механические характеристики сварочных материалов никоим образом не учитываются. Это связано с тем, что характеристики наплавленного металла должны соответствовать или

быть больше характеристик основного металла (EN 1993-1-8, п. 4.2(2)).

Сопоставление механических характеристик электродов с покрытием, поставляемых по ГОСТ 9467–75, с механическими характеристиками сталей, для сварки которых применяются эти электроды (ГОСТ 27772–2015,) показывает, что ни по относительным удлинениям, ни по ударной вязкости наплавленный металл не соответствует характеристикам основного металла, т. е. согласно п. 4.2(2) EN 1993-1-8 применять эти электроды не допускается. Аналогичный вывод получается при анализе свойств сварочных проволок, поставляемых по ГОСТ 2246–70.

Другие замечания по EN 1993-1-8:

1) в формулах по расчету сварных соединений в качестве геометрической характеристики поперечного сечения сварного шва используется толщина сварного шва, которая не привязана ни к виду сварки, ни к положению при сварке, ни к катету сварного шва. В результате эта характеристика принимается равной высоте треугольника, вписанного во внешнюю часть сварного шва, т. е. без учета глубины проплавления. В п. 4.5.2(3) EN 1993-1-8 оговаривается, что глубину проплавления можно учесть, но при условии проведения предварительных испытаний, подтверждающих эту глубину проплавления, и при наличии гарантий, что данная глубина проплавления будет обеспечена постоянно. В условиях завода-изготовителя металлических конструкций обеспечить указанные условия не представляется возможным;

2) вызывает сомнение правило, согласно которому стыковые швы с полным проплавлением не рассчитываются как при сжатии, так и при растяжении вне зависимости от метода контроля качества, т. е. не учитывается совершенно разная степень надежности сварных швов, работающих на сжатие и растяжение;

3) при назначении толщины сварных швов не учитываются ограничения, обусловленные толщиной соединяемых элементов, что может привести к существенной концентрации напряжений.

При расчете болтовых соединений в EN 1993-1-8 не учитываются класс точности

болтов, вид нагрузки и температура эксплуатации, которые в наших условиях оказывают существенное влияние на несущую способность болтовых соединений. Также возникают вопросы при сопоставлении несущих способностей, вычисленных по [1] и EN 1993-1-8. Например, если определить несущую способность одного обычного болта на срез и несущую способность соединяемых элементов на смятие, приходящуюся на один болт, то получаются следующие результаты: несущая способность на срез по [1] окажется примерно в 1,4 раза меньше, чем по Еврокоду, а несущая способность на смятие по [1] – примерно в два раза больше того же параметра по Еврокоду. Столь существенная нестыковка не может быть принята априори, здесь должны быть проведены серьезные, прежде всего, экспериментальные исследования. Такая же нестыковка получается и по соединениям на высокопрочных болтах. Если сопоставить несущую способность фрикционного соединения по [1] и евро нормам, то по Еврокоду 3 она получается примерно в 1,2 раза больше.

Следует также отметить, что в Еврокоде 3 материалы по проектированию стальных конструкций изложены на 825 страницах, а в [1] – на 84.

ВЫВОДЫ

1. При составлении расчетных сочетаний нагрузок по EN 1990 не всегда представляется возможным учесть все реально действующие нагрузки, как это предусмотрено ГОСТ 27751. При этом частные коэффициенты по нагрузкам существенно больше аналогичных коэффициентов, принятых в [2].

2. Большая часть проката для изготовления стальных конструкций поставляется из сталей, механические характеристики которых не в полной мере соответствуют требованиям европейских норм. Поэтому согласно правилу, изложенному в п. 2.2(2) EN 1993-1-1, применять Еврокод 3 для расчета конструкций из этих сталей не допускается.

3. Классификация сечений, принятая в EN 1993-1-1 на основе обеспечения местной устойчивости, не соответствует принципам рав-

ноустойчивости, что приводит к увеличению металлоемкости стальных конструкций.

4. В EN 1993-1-1 не предусмотрен расчет сквозных сжатых конструкций на общую устойчивость, а также колонн переменного сечения.

5. Сварочные материалы, используемые в Беларуси, не по всем показателям имеют характеристики, равные или превышающие механические характеристики металлов соединяемых элементов. Поэтому использовать метод расчета сварных соединений, принятый в EN 1993-1-8, не представляется возможным.

6. Сопоставительные расчеты стальных конструкций, выполненные в БНТУ и изложенные в [11, 12], показывают, что металлоемкость стальных конструкций, запроектированных по европейским нормам, на 20–30 % превышает металлоемкость стальных конструкций, запроектированных по [1, 2].

ЛИТЕРАТУРА

1. Нормы проектирования. Стальные конструкции: СНиП II-23-81*. М.: Госстрой, 1981. 97 с.
2. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85*. Введ. 01.01.1987. М.: Госстрой, 1998. 46 с.
3. Строительная климатология: СНБ 2.04.02-2000. Минск: Минстройархитектуры, 2001. 37 с.
4. Данилов, А. И. О классификации поперечных сечений стержневых элементов стальных конструкций по методике EN 1993 / А. И. Данилов // Расчет и проектирование металлических конструкций: сборник. М.: Изд-во МИСИ-МГСУ, 2013. С. 67–72.
5. Власов, В. З. Тонкостенные упругие стержни / В. З. Власов. М.: Гос. изд-во физ.-мат. лит-ры, 1959. 568 с.
6. Давыдов, Е. Ю. К вопросу увеличения крутильной жесткости открытых профилей / Е. Ю. Давыдов // Промышленное и гражданское строительство. 2010. № 1. С. 12–13.
7. Блейх, Ф. Устойчивость металлических конструкций / Ф. Блейх. М.: Госиздат, 1999. С. 154–155.
8. Горев, В. В. Металлические конструкции: в 2 т. / В. В. Горев. М.: Высш. шк., 1999. Т. 2. С. 353–360.
9. Еремеев, П. Г. Экспериментальные исследования квадратных мембран с податливым контуром / П. Г. Еремеев, В. Б. Присяжной // Строительная механика и расчет сооружений. 1985. № 5. С. 58–61.
10. Винокуров, В. А. Прочность сварных соединений с угловыми швами и метод их расчета / В. А. Винокуров, А. С. Куркин // Сварочное производство. 1981. № 8. С. 3–5.
11. Ларионов, В. В. Некоторые вопросы обеспечения механической безопасности строительных металлоконструкций / В. В. Ларионов // Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 7. С. 14–17.

12. Симон, Н. Ю. Анализ составления расчетов конструктивных элементов каркаса производственного здания по требованиям российских и европейских норм / Н. Ю. Симон // Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 12. С. 20–22.

Поступила 05.11.2018

Подписана в печать 09.01.2019

Опубликована онлайн 29.03.2019

REFERENCES

1. SNiP [Construction Rules and Regulations] II-23-81*. *Design Norms. Steel Structures*. Moscow, Publishing House "Gosstroy", 1981. 97 (in Russian).
2. SNiP [Construction Rules and Regulations] 2.01.07-85*. *Loads and Actions*. Moscow, Publishing House "Gosstroy", 1998. 46 (in Russian).
3. SNB 2.04.02-2000. *Constructional Climatology*. Minsk, Publishing House of Ministry of Architecture and Construction, 2001. 37 (in Russian).
4. Danilov A. I. (2013) On Classification of Cross-Sections in Rod Elements of Steel Structures in Accordance with Methodology of EN 1993. *Calculation and Design of Metal Structures: Collected Book*. Moscow, Moscow Institute of Civil Engineering – Moscow State University of Civil Engineering, 67–72 (in Russian).
5. Vlasov V. Z. (1959) *Thin-Walled Elastic Rods*. Moscow, State Publishing House of Physical and Mathematical Literature. 568 (in Russian).
6. Davydov E. Yu. (2010) To Problem on Increase of Torsional Stiffness in Open Profiles. *Promyshlennoye i Grazhdanskoye Stroitelstvo = Industrial and Civil Engineering*, (1), 12–13 (in Russian).
7. Bleykh F. (1999) *Stability of Metal Structures*. Moscow, Publishing House "Gosizdat", 154–155 (in Russian).
8. Gorev V. V. (1999) *Metal Structures. Vol. 2*. Moscow, Vysshaya Shkola Publ., 353–360 (in Russian).
9. Eremeev P. G., Prisyazhnoy V. B. (1985) Experimental Studies in Square Membranes with Compliant Contour. *Stroitel'naya Mekhanika i Raschiot Sooruzheniy = Structural Mechanics and Analysis of Constructions*, (5), 58–61 (in Russian).
10. Vinokurov V. A., Kurkin A. S. (1981) Strength of Welded Joints with Fillet Seams and Method of their Calculation. *Svarochnoye Proizvodstvo [Welding Engineering]*, (8), 3–5 (in Russian).
11. Larionov V. V. (2013) Some Issues for Ensuring Mechanical Safety of Building Metal Structures. *Promyshlennoye i Grazhdanskoye Stroitelstvo = Industrial and Civil Engineering*, (7), 14–17 (in Russian).
12. Simon N. Yu. (2013) Analysis of Calculation for Structural Elements of Industrial Building Frame According to Requirements of Russian and European Standards. *Promyshlennoye i Grazhdanskoye Stroitelstvo = Industrial and Civil Engineering*, (12), 20–22 (in Russian).

Received: 05.11.2018

Accepted: 09.01.2019

Published online: 29.03.2019

<https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-121-126>

UDC 691.335

Heat-Resistant Foam Concrete on the Basis of Two-Component Binder

S. N. Leonovich¹, D. V. Sviridov², A. L. Belanovich², V. P. Savenko², S. A. Karpushenkov²

¹Belarusian National Technical University (Minsk, Republic of Belarus),

²Belarusian State University (Minsk, Republic of Belarus)

© Белорусский национальный технический университет, 2019
Belarusian National Technical University, 2019

Abstract. The composition of dry mix on the basis of two-component cementing agent (aluminous cement and clay of the “Kustikha” field), mineral additives (a metakaolin, the RSAM sulfoaluminate modifier, waste of basalt fiber), Ufapore foamer and the accelerating and plasticizing “Citrate-T” additive is developed. When mixing “Citrate-T” additive with water at Water/Solid = 0.45–0.70, the subsequent mechanical binder and hardening of a foam mass heat-resistant foam concretes with a density of 300–650 kg/m³ are formed (depending on Water/Solid value). Foam concretes have strength on compression of 0.2–2.5 MPa before warming up when their initial strength depends on processes of hydration curing of aluminous cement that provides fixation of their porous structure. After annealing at 1000 °C foam concretes have final strength of 0.3–3.2 MPa due to processes of solid-phase agglomeration of clay with other components of dry mix at their heating. Foam concretes after annealing unlike foam concretes on the basis of a Portland cement and aluminous cement have big strength. Introduction of the accelerating and plasticizing “Citrate-T” additive into composition of the dry mix leads to an increase of rheological properties in expanded foam mass and time reduction of its drying and curing. It has been established that an essential role is played by the relation Water/Solid: at increase in the relation Water/Solid (with 0.45 to 0.70) occurs increase in volume of foam mass after a mechanical binder, and also heterogeneity of pores and their sizes increases that leads to reduction of density of foam concretes and strength on compression.

Keywords: dry mix, heat-resistant foam concrete, mineral additives, foamer, accelerating and plasticizing additive

For citation: Leonovich S. N., Sviridov D. V., Belanovich A. L., Savenko V. P., Karpushenkov S. A. (2019). Heat-Resistant Foam Concrete on the Basis of Two-Component Binder. *Science and Technique*. 18 (2), 121–126. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-121-126>

Жаростойкий пенобетон на основе двухкомпонентного вяжущего

Докт. техн. наук, проф. С. Н. Леонович¹, докт. хим. наук, проф. Д. В. Свиридов²,
канд. хим. наук А. Л. Беланович², В. П. Савенко², канд. хим. наук С. А. Карпушенко²

¹Белорусский национальный технический университет (Минск, Республика Беларусь),

²Белорусский государственный университет (Минск, Республика Беларусь)

Реферат. Разработан состав сухой смеси на основе двухкомпонентного вяжущего (глиноземистого цемента и глины месторождения «Кустиха»), минеральных добавок (метакаолин, сульфоалюминатный модификатор РСАМ, отходы базальтового волокна), пенообразователя Ufapore и ускоряющей и пластифицирующей добавки «Цитрат-Т», при затворении которой водой при водотвердом отношении 0,45–0,70, последующем механическом вспучивании и отверждении пеномассы формируются жаростойкие пенобетоны плотностью 300–650 кг/м³ (в зависимости от водотвердого отношения) и прочностью на сжатие 0,2–2,5 МПа до прогрева. Жаростойкие пенобетоны приобретают начальную прочность за счет процессов гидратационного твердения глиноземистого цемента, обеспечивают фиксирование пористой структуры пенобетонов и набирают конечную прочность 0,3–3,2 МПа после отжига при 1000 °C за счет процессов твердофазного спекания глины с другими компонентами сухой смеси при их нагревании до 1000 °C, которые в отличие от пенобетонов на основе портландцемента и глиноземистого цемента не снижают, а наоборот,

Адрес для переписки

Леонович Сергей Николаевич
Белорусский национальный технический университет
просп. Независимости, 150,
220014, г. Минск, Республика Беларусь
Тел.: +375 17 265-96-76
leonovichsn@tut.by

Address for correspondence

Leonovich Sergey N.
Belarusian National Technical University
150 Nezavisimosty Ave.,
220014, Minsk, Republic of Belarus
Tel.: +375 17 265-96-76
leonovichsn@tut.by

увеличивают свою прочность. Введение в состав сухой смеси ускоряющей и пластифицирующей добавки «Цитрат-Т» приводит к повышению реологических свойств вспененной пеномассы и сокращению времени ее схватывания и твердения. Установлена существенная роль водотвердого отношения при получении пенобетонов: с повышением водотвердого отношения с 0,45 до 0,70 увеличивается объем пеномассы после вспучивания, неоднородность пор и их размеры, что приводит к уменьшению плотности пенобетонов и прочности на сжатие.

Ключевые слова: сухая смесь, жаростойкий пенобетон, минеральные добавки, пенообразователь, ускоряющая и пластифицирующая добавка

Для цитирования: Жаростойкий пенобетон на основе двухкомпонентного вяжущего / С. Н. Леонович [и др.] // *Наука и техника*. 2019. Т. 18, № 2. С. 121–126. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-121-126>

One of relevant materials research tasks consists in creation of effective and inexpensive heat-insulating materials for improvement of the designs of a heat-shielding working in the conditions of high-temperature heating.

Foam concrete, undoubtedly, one of the most perspective and attractive construction materials. At low prime cost, this environmentally friendly material has high heat-insulating parameters, low density, and fire resistance and is one of effective heat-resistant materials.

Aluminous and high-aluminous cements widely use at production modern the furring of fire-resistant compositions [1, 2]. These cements are distinguished by a combination of the properties necessary for production of heat-resistant cellular materials: the high initial speed of curing promoting obtaining qualitative porous structure, fire resistance and high durability. However, use of aluminous cements in compositions of cellular concrete which are made on foamy technology is accompanied by a number of problems: aluminous cements considerably reduce stability of foam in the course of receiving foam-concrete mix, concrete on aluminous cements are characterized by considerable decrease in strength in the range of working temperatures of the majority of industrial furnaces [2].

The technology and properties gazo- and foam concretes are almost identical. The main lack of foam concretes is use of foaming agents, the majority of whom are strong delay mechanisms of curing of cements, especially at a stage of set of plastic strength. However, foam concretes are distinguished by softer and uniform porosity and, with other things being equal, higher strength [3].

Recently there were various prescription compositions and various additives, processing methods and the equipment allowing improving production of foam-concrete products [4]. One of the perspective directions of increase in technological

efficiency of foam concretes is receiving dry mixes for their production [5].

The analysis of the current state of production of dry construction mixes shows that in their various nomenclatures there are practically no mineral distending composite materials. International and domestic experience of use of dry mixes in construction confirms their high efficiency and advantages in comparison with traditional methods of work. The appeal of dry mixes to consumers is that they are almost ready to the use, are conveniently packaged and at the correct operation the long time is kept by the properties. In this regard, the researches directed to development of technology of receiving dry mixes for production of heat-resistant foam concretes and studying of their properties are relevant.

The purpose of this work is development of composition of dry mix for production of heat-resistant foam concretes with use two-component knitting.

For achievement of a goal it was necessary to solve the following problems: to study physical and chemical processes of structurization at application two-component knitting when receiving heat-resistant foam concretes, to investigate influence of solid foaming agent and mineral additives on density, structure and strength characteristics of foam concretes when heating to 1000 °C, to establish their optimum concentration, to develop composition of dry mix.

For a basis for development of dry mix for receiving heat-resistant foam concrete used two-component knitting – aluminous GTs-40 cement and the clay from the field of Kustikh (Gomel region) which is previously dried up at 150 °C and crushed in a spherical mill till the rest on a grid No 0.25.

In the course of performance of experimental work it is established that unlike the traditional foam concretes (in particular, on the basis of the

portlandcement and aluminous cement) losing durability already at a temperature of 600–800 °C, foam concretes on the basis of two-component knitting get initial strength due to the processes of hydration curing of aluminous cement providing fixation of porous structure of foam concretes and gaining final strength due to processes of solid-phase agglomeration of clay and waste of fire-resistant materials (chamotte) at their heating which don't reduce the strength, and, on the contrary, increase.

As aluminous cement consists, generally of the low-main aluminates of calcium, at hydration eventually, hydro aluminates are enriched with oxide of calcium and the additional amount of hydroxide of aluminum is distinguished. At the same time changes crystals of hydro aluminates and hydroxide of aluminum crystallizes. Processes of recrystallization of hydro aluminates proceed quicker, than calcium hydro silicates in a portlandcement. Gels of aluminates of calcium are characterized by obviously expressed thixotropy and show properties the elastic-plastic of bodies that is very important in technology of foam concretes. The foam-forming ability and stability of the received foams is also influenced by change pH the water phase and ions which are formed because of hydration of cement [6].

Foam concrete was received by mechanical hashing (300 rpm) of dry mix with water at W/S the relation 0.45–0.70 within 5 min and the subsequent swelling up cement mix with the help of the mixer (2000 rpm) within 2 min and hardening of blown-out weight.

It is established that the greatest stability the made foam mass when using solid powdery Ufapore foaming agent at its concentration has of 0.5–1.0 %. Stability of the made foam mass in time remains within 20–30 min, and then its draft with reduction of volume by 30–35 % begins.

It is known [7] that the more extent of hydration of aluminous cement for the same period, the is higher supersaturation of a gel liquid phase. The last allows to influence effectively not only the speed of curing of cement mortar, but also process of management of structurization and to support constant conditions of formation of a liquid phase for the entire period of growth of structure. It can be reached at the expense of the additives entered into structure of the cement test, i. e. substances

increasing interaction of cement clinker with water or promoting increase in speed of a conclusion of some products of hydration from the environment of interaction of cement with water.

To such additives as it is established in works [8, 9], it is necessary to carry citrate of sodium which provides the high initial strength of destruction of brick materials of cement and at the same time promotes creation of liquid gel phase. Speed of saturation of the last is defined not only by concentration of citrate of sodium, but also a amount of water. Besides, the citrate of sodium which is present at cement hydration process provides formation in a gel phase of ultra-small particles of hydro aluminates which are partially or completely in a X-ray amorphous form. Amorphicity of hydrates is followed by increase in alkalinity of the environment and their dispersion. The last leads to essential hardening of a cement stone.

For increase in stability of of foam mass in time entered Citrate-T additive on the basis of sodium citrate in number of 1.7 % [8] which allows to improve rheological properties of the made foam mix into composition of dry mix: to increase her mobility (dislocation a minicone in the presence of additive makes 60–80 mm, while without her 40–45 mm), to increase stability of a foam mass and to accelerate secure time (5 h) and (10 h) in comparison with foam concrete without Citrate-T additive (24 h and more).

For the purpose of increase in thermal firmness of foam concretes at the subsequent their high-temperature heating and reductions of aluminous cement as a part of dry mix added fine clay and waste of fire-resistant materials (chamotte). As clay component of two-component knitting clays from various fields of Republic of Belarus have been tested (Gaydukovka, Osetki, Kustikh, Lukoml). For establishment of a possibility of use of clay of a certain field pilot studies according to her influence on stability of foam mass, terms of curing and property of foam concretes at their heating to 1000 °C have been conducted. Researches have shown that when using fine clay of the field of Kustikh (the chemical composition, mas. %: SiO₂ – 65; Al₂O₃ – 12.58; Fe₃O₄ – 4.4; TiO₂ – 0.78; CaO – 4.48; MgO – 1.0; K₂O – 1.85; Na₂O – 0.37; SO₃ – 0.17 [10]) the made foam mass differs in bigger stability and uniformity of a small time, than when using clays of other fields.

The analysis of experimental data has shown that further improvement of fire properties of foam concretes can be reached due to use of the filler received by crushing of waste of chamotte. Optimum content of aluminous cement, clay of Kustikh and waste of chamotte as a part of dry mix is established. The structures containing GTs-40 in number of 25–30 %, clays of 25–30 % and chamotte of 25–30 % also are preferable. Such structures are characterized by an optimum combination of compressive strength of foam concretes after natural curing (2.0–2.5 MPa) and after their heating to 1000 °C (3.0–3.2).

As is well-known [6], aluminous cement distinguishes rapid growth of strength, especially in initial terms of curing of a cement stone. It is necessary to refer decrease in strength at long curing to his shortcomings. Recrystallization of hexagonal hydro aluminates in a cubic form is the reason of falling of strength of a cement stone. It is established [11] that the great influence on recrystallization of hydro aluminates of calcium from a hexagonal form in cubic is exerted by super saturation on SAO of steam liquid of a cement stone. The research of process of hydration of aluminous cements with additive of a met kaolin has shown increase in speed of hydration of aluminous cement and lack of recrystallization of hydro aluminates of calcium [12]. Introduction of a met kaolin to aluminous cement leads to stabilization of hexagonal hydro aluminates of calcium at long curing of aluminous cement that has allowed recommending composite structure (aluminous cement with additive of 5 % of met kaolin) for preparation of dry mix.

Also it has been established that at a blown-out of dry mix on the basis of aluminous cement, the clay of Kustikh, chamotte and a met kaolin containing Citrate-T additive and Ufapore foaming agent at W/S the relation 0.45–0.70 foam concretes with a density of 300–600 kg/m³ when drying which in 5–10 days are formed shrinkable cracks due to formation of a large number of the ettringit for unit of volume of foam concrete are formed [6]. Decrease in number of the ettringit can be reached due to calcium hydroxide binding in the course of initial structurization of foam concrete in almost insoluble connections.

Data on use as a part of cellular and concrete mixes of the RSAM additive representing the

extending sulfoaluminatny modifier, which gives the chance to give to cement such properties as ensuring compensation of shrinkable deformations and increase of strength, are provided in works [13, 14].

It is established that RSAM additive has the extending effect and in foam concrete on the basis of two-component knitting – aluminous cement and clay of Kustikh that allows to use it for compensation of shrinkage in the presence of Citrate-T additive.

Boundary concentration of RSAM in number of 15 % of the mass of aluminous cement which introduction to dry mix provides manifestation of the expanding effect when receiving heat-resistant foam concrete is defined.

Expansion of field of effective use of heat-resistant foam concretes is possible due to disperse reinforcing by fibers of mineral origin. Addition in foam concrete of a fiber can't change either density, or heat conductivity of material. However, it can affect strength indicators. One of the main shortcomings of foam concrete is his high fragility. Besides, shrinkable deformations when heating are characteristic of heat-resistant foam concretes that leads to emergence in them of the cracks bringing then to destruction of all material. For improvement of properties of heat-resistant foam concretes expediently disperse reinforcing by mineral fibers, in particular, basalt. Basalt fiber is a by-product of receiving a basalt roving. In works [15, 16] it is established that on border of foam-cement weight and the basalt fiber which is in an amorphous state there is a hemo-sorption interaction with the advent of the additional new growths relating to the low-main hydro silicates of calcium. On the surface of thin basalt fibers in places of mechanical defects the centers of crystallization with formation of network of the hexagonal plates and needle crystals which are growing together with spherical grains of cement system in addition are created strengthening effects of fibers as disperse fittings.

Having considered efficiency of the used components of dry mix for receiving heat-resistant foam concretes, pilot study on optimization of composition of dry mix, establishment of optimum concentration of components and influence of structure on physical and chemical properties of foam mass and foam concrete has been conducted. As it has been established, optimum concentration of

mineral additives as a part of dry mix on the basis of aluminous cement, clay of Kustikh and chamotte at their ratio 1:1:1 are, mas. %: a met kaolin – 5, RSAM – 5, basalt fiber – 3.2, Citrate-T additive – 1.7 and Ufapore 0.5 foaming agent. From such composition of dry mix it is possible to receive heat-resistant foam concrete without emergence of shrinkable cracks with a density of 300–650 kg/m³ depending on W/S of the relation (0.45–0.70) and compressive strength of 0.2–2.5 MPa at natural hardening and 0.3–3.2 MPa after warming up at 1000 °C. Foam concrete at natural hardening has gray color, and after warming up at 1000 °C due to solid-phase agglomeration of clay with components of dry mix – red-brown (fig. 1).

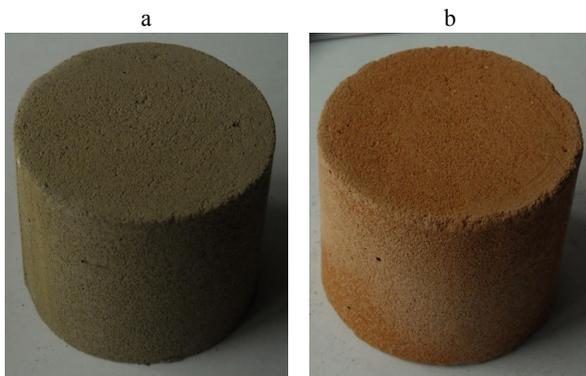


Fig. 1. Samples of heat-resistant foam concrete after drying at 110 °C (a) and after annealing at 1000 °C (b)

When determining W/S of the relation it is important to consider that one part of water is necessary for formation of foam and another – for hydration knitting both dissolution of solid additives, and the over expenditure or the shortage of water substantially worsens structure of foam concrete. Reduction of W/S of the relation allows increasing density and strength of foam concretes, but at the same time rheological properties of foam mass worsen. At increase in W/S of the relation, the draft of foam mass and reduction of density and strength of foam concretes is observed. It is established that the range of optimum W/S of the relation is rather narrow. At W/S values of the relation less than 0.45 process of formation of foam-concrete mix can't be carried out. If W/S exceeds the relation 0.70, the uniformity of a time of foam-concrete mix (the sizes a bubble fluctuate from 0.1 to 3.0 mm) decreases, foam mass volume after swelling up increases by 30–40 % and considera-

bly foam concrete density up to 250–300 kg/m³ and its strength (0.2–0.3 MPa) decreases.

Apparently from 2 photos of morphology of a surface of chips of foam concrete provided on fig. 2 after natural curing within 28 days (a) and W/S of the relation which are warmed up at 1000 °C (b) with increase from 0.45 to 0.70 heterogeneity of a time and their sizes increases and shrinkable cracks even after warming up aren't observed at 1000 °C.

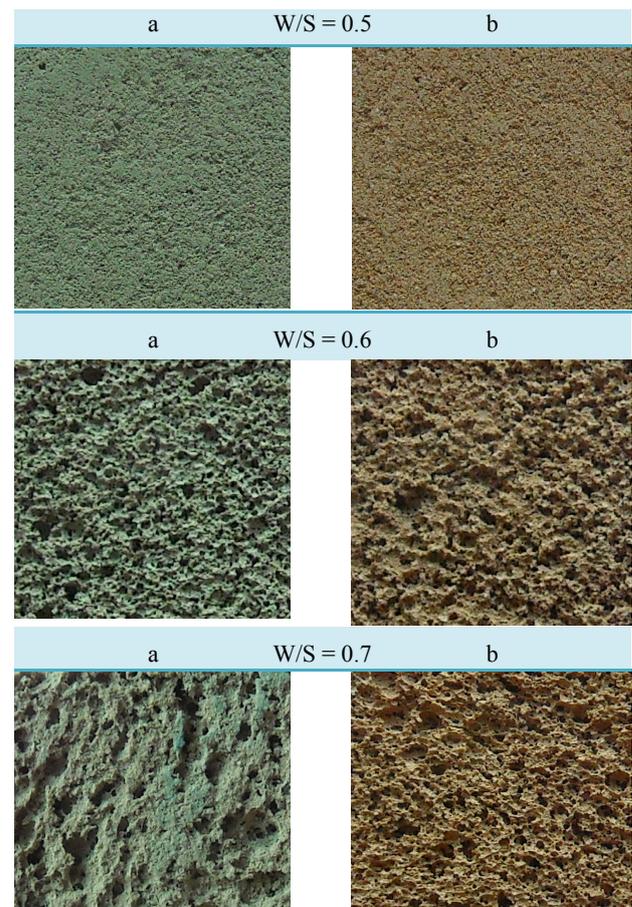


Fig. 2. Morphology of a surface of chips of foam concretes after drying at 110 °C (a) and W/S which are warmed up at 1000 °C (b) depending on a ratio (increase $\times 8$)

CONCLUSION

As a result of the carried-out work the composition of dry mix on the basis of two-component knitting (aluminous cement and clay of Kustikh), mineral additives (a met kaolin, the RSAM sulfoaluminatny modifier, waste of basalt fiber), Ufapore foaming agent and the accelerating and plasticizing Citrate-T additive water at W/S the relation 0.45–0.70, the subsequent mechanical

hardening of foam mass forms the heat-resistant foam concretes with a density of 300–650 kg/m³ and compressive strength of 0.2–3.2 MPa getting initial strength due to processes of hydration curing of aluminous cement and gaining final strength due to processes of solid-phase agglomeration of clay of Kustikh with other components of dry mix at their heating to 1000 °C which unlike foam concretes on the basis of the portlandcement and aluminous cement don't reduce the strength, and, on the contrary, is developed increase.

REFERENCES

1. Gorlov Yu. P., Eremin N. F., Sedunov B. U. (1976) *Fire-Resistant and Heat-Insulating Materials*. Moscow, Stroizdat Publ. 192 (in Russian).
2. Gorin V. M., Suhov V. Yu., Nehaev P. F., Hlistov A. I., Riyazov R. T. (2003) Light Heat-Resistant Concrete of Cellular Structure. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials], (8), 17–19 (in Russian).
3. Gorlov Yu. P., Merkin A. P., Ustenko A. A. (1980) *Technology of Heat-Insulating Materials*. Moscow, Stroizdat Publ. 316 (in Russian).
4. Yudin A. N., Tkachenko G. A., Izmailova E. V. (2001) About a Technique of Composition Design of Not Autoclave Foam Concretes with Single-Stage Preparation of Cellular Mix. *Izvestiya Vuzov. Stroitel'stvo = News of Higher Education Institutions. Construction*, (7), 21–25 (in Russian).
5. Kroichuk L. A. (2000) Experience of Production and Use Dry Cement Mixes Abroad. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials], (9), 16–17 (in Russian).
6. Kuznetsova T. V. (1986) *The Aluminous and Sulfoaluminous Cements*. Moscow, Stroizdat Publ. 207 (in Russian).
7. Krivenko P. V. (1993) Hydration and Dehydration Process of Receiving an Artificial Stone on the Basis of the Alkaline and Silicate Binding. *Tsement = Cement*, (3), 39–40 (in Russian).
8. Leonovich S. N., Sviridov D. V., Belanovich A. L., Shchukin G. L., Savenka V. P., Karpushenkov S. A. (2012) Prolongation of Working Life of Mortar Mixes. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials], (10), 74–77 (in Russian).
9. Savenka V. P., Shchukin G. L., Leonovich S. N. et al. (2012) *Method of Obtaining the Hardener for the Concretes and the Mortars*. Patent Republic of Belarus No 18077 (in Russian).
10. Betikov I. E., Demidovich B. K. (1992) *Raw Mix for Production of Expanded Clay*. Patent Soviet Union No 1715750 (in Russian).
11. Samchenko S. V., Krivoborodov Yu. R. (2003) Influence of Dispersion of Special Cement on Structure of the Hardening Stone. *Vestnik BGTU im. Shuhova = Bulletin of BSTU named after V. G. Shukhov*, (5), 238–240 (in Russian).
12. Krivoborodov Yu. R., Nefed'ev A. P., Kossov D. Yu. *Curing of Cement with Metakaolin's Additive*. Available at: http://metakaolin.ru/Documents/Tverdenie_tsementa_s_dobavkoy_metakaolina.pdf (in Russian).
13. Bezrukova T. F. (1990) *Additives in Cellular Concrete*. Moscow, VNIIESM. 37 (in Russian).
14. Serdyuk V. R., Vahitov S. G. (1983) Intensification of Structurization and Curing of Cellular Concrete. *Promyshlennost' Stroitel'nykh Materialov. Ser. 8: Promyshlennost' Avtoklavnykh Materialov i Mestnykh Vyazhushchikh* [Industry of Construction Materials. Seria 8: Industry of Autoclave Materials and Local Knitting]. Moscow, (11), 13–15 (in Russian).
15. Vasilevskaya N. G., Engdzhievskaya I. G., Kalugin I. G. (2011) The Cement Compositions Reinforced by a Disperse Basalt Fiber. *Vestnik Tomskogo Gosudarstvennogo Arkhitekturno-Stroitel'nogo Universiteta = Journal of Construction and Architecture*, (3), 153–158 (in Russian).
16. Vasilevskaya N. G., Engdzhievskaya I. G., Kalugin I. G. (2010) Management of Cellular Fibrobeton. *Izvestiya Vuzov. Stroitel'stvo = News of Higher Education Institutions. Construction*, (11–12), 17–20 (in Russian).

Received: 15.11.2017

Accepted: 12.02.2018

Published online: 29.03.2019

<https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-127-136>

УДК 624.012.46/46

Некоторые стохастические особенности карбонизации бетона и железобетона

Докт. техн. наук, проф. С. Н. Осипов¹⁾, асп. А. В. Захаренко¹⁾, инж. В. М. Чик¹⁾

¹⁾ГП «Институт жилища – НИПТИС имени Атаева С. С.» (Минск, Республика Беларусь)

© Белорусский национальный технический университет, 2019
Belarusian National Technical University, 2019

Реферат. Надежный расчет развития карбонизации бетона является основой прогноза коррозии стальной арматуры и долговечности железобетонных строительных конструкций. За последние 20 лет появились результаты исследований по стохастическим особенностям карбонизации защитного слоя бетона или его остаточной толщины в работающих в воздушном пространстве железобетонных конструкциях. При этом рекомендуется для моделирования защитного слоя бетона использовать нормальный закон распределения, а для его остаточной толщины – гистограмму, похожую на распределение экстремальных значений. Стохастическая оценка многочисленных (1211 результатов после отсеивания явно неудачных) измерений позволила установить достаточно большие величины коэффициентов вариации (максимум до 0,34 при средних около 0,19) показателей начальной карбонизации бетонов классов С12/15–С20/25. В то же время для бетонов классов С25/30 и С30/37 эти коэффициенты вариации уменьшились до 0,15 и 0,11 соответственно. Установлено, что плотность распределения случайных значений карбонизации бетонов классов С12/15–С18/22,5 при эксплуатации в условиях сельскохозяйственных помещений с повышенной агрессивностью среды после очистки выборки от явно посторонних значений, как правило, соответствует нормальному закону. При этом использование максимальных и минимальных величин карбонизации бетона в выборках для оценки коэффициентов вариации отличается от определения по всей выборке и нуждается в соответствующей корректировке. При эксплуатации бетонов классов С12/15–С18/22,5 в условиях сельскохозяйственных помещений в течение 10–40 лет средние величины коэффициентов вариации остаются примерно постоянными при колебании до $\pm 0,01$ при среднем значении 0,11–0,12. Разброс отдельных коэффициентов вариации значений карбонизации бетона в течение этого периода времени уменьшается от 2 до 1,25 раза, а в дальнейшем, по-видимому, стабилизируется. В целом при определении срока карбонизации защитного слоя бетона следует учитывать стохастичность не только его толщины и скорости происходившего процесса, но и случайных значений карбонизации бетона при ее определенной скорости и глубине.

Ключевые слова: карбонизация бетона, стохастичность, коэффициент вариации, влияние времени, железобетонные конструкции

Для цитирования: Осипов, С. Н. Некоторые стохастические особенности карбонизации бетона и железобетона / С. Н. Осипов, А. В. Захаренко, В. М. Чик // *Наука и техника*. 2019. Т. 18, № 2. С. 127–136. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-127-136>

Some Stochastic Specific Features of Concrete and Reinforced Concrete Carbonization

S. N. Osipov¹⁾, A. V. Zakharenko¹⁾, V. M. Chik¹⁾

¹⁾UE “Institute of Housing – NIPTIS named after Ataev S. S.” (Minsk, Republic of Belarus)

Abstract. Reliable calculation of concrete carbonization development is considered as a basis of forecasting corrosion of steel reinforcement and longevity of reinforced construction structures. Investigation results for stochastic specific features of carbonization in a protective concrete layer or its residual thickness in reinforced structures operating in airspace have been

Адрес для переписки

Осипов Сергей Николаевич
ГП «Институт жилища – НИПТИС имени Атаева С. С.»
ул. Ф. Скорины, 15б,
220114, г. Минск, Республика Беларусь
Тел.: +375 17 263-81-91
up-niptis@rambler.ru

Address for correspondence

Osipov Sergey N.
UE “Institute of Housing – NIPTIS named after Ataev S. S.”
15b F. Skoriny str.,
220114, Minsk, Republic of Belarus
Tel.: +375 17 263-81-91
up-niptis@rambler.ru

obtained for the last 20 years. In this case it is recommended for simulation of a protective concrete layer to use a normal law of distribution and a histogram which looks like distribution of extreme values is recommended for its residual thickness. Stochastic estimation for multiple measurements (1211 results excluding obviously unsuccessful ones) has made it possible to determine rather large values of variation coefficient (maximum values up to 0.34 with average index about 0.19) for indices of initial carbonization for C12/15–C20/25 concrete grades. At the same time these variation coefficients for C25/30 and C30/37 concrete grades have decreased up to 0.15 and 0.11, respectively. It has been established that density of distribution for random carbonization values of C12/15–C18/22.5 concrete grades being operated under conditions of agricultural premises with high aggressive environment corresponds, as a rule, to a normal law after excluding evidently unwanted values. In this connection use of maximum and minimum values of concrete carbonization in selections for estimation of variation coefficients differs from determination for the whole selection and it requires a corresponding correction. While operating C12/15–C18/22.5 concrete grades under conditions of agricultural premises in the period of 10–40 years average values of variation coefficients remain approximately constant with fluctuation up to ± 0.01 with average value of 0.11–0.12. Spread in some variation coefficient values for concrete carbonization is decreasing from two to 1.25-fold within this period of time and later on it likely becomes stabilized. As a whole while determining duration of concrete protective layer carbonization it is necessary to take into account not only stochasticity of concrete protective layer and carbonization rate but also random values of concrete carbonization at specific carbonization rate and depth.

Keywords: concrete carbonization, stochasticity, variation coefficient, time influence, reinforced structures.

For citation: Osipov S. N., Zakharenko A. V., Chik V. M. (2019) Some Stochastic Specific Features of Concrete and Reinforced Concrete Carbonization. *Science and Technique*. 18 (2), 127–136. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-127-136> (in Russian)

Исходя из практической простоты определения, карбонизация бетона – это процесс взаимодействия цементного камня с углекислым газом, приводящий к снижению щелочности жидкой фазы бетона [1, с. 202]. Ученые и производственники связывают процессы коррозии стальной арматуры с карбонизацией бетона. Относительно коррозии бетона при карбонизации у ведущих ученых существуют разные мнения. Так, автор известного учебника Ю. М. Баженов считает [2, с. 180], что до 2002 г. еще не были разработаны способы, которые позволяли бы надежно определять глубину разрушения бетона при коррозии на основе данных о его составе и об условиях агрессивного воздействия. Однако установлено, что для сохранения пассивности стали в бетоне необходим ее постоянный контакт с поровой жидкостью, щелочность которой должна иметь водородный показатель $pH \geq 11,8$ без указания уровня карбонизации бетона [2, с. 183].

К началу XXI в. среди специалистов сложились различные мнения по вопросу скорости разрушения бетона и железобетона. Так, в [2, с. 169–181] описаны три основных механизма разрушения бетона: диффузионный, при котором глубина разрушения при прочих равных условиях зависит от \sqrt{t} , где t – время; диффузионно-кинетический, при котором глубина разрушения зависит от t ; кристаллизационный, когда разрушение структуры бетона происходит в результате кристаллизации мало-растворимых солей. При оценке коррозии ар-

матуры в бетоне отмечается [2, с. 182–188], что в плотном бетоне наиболее медленным процессом является диффузия CO_2 , которая существенно увеличивается с ростом водоцементного отношения. Для описания процесса карбонизации бетона в нормальных влажностных условиях можно использовать уравнение диффузии Фика и получить зависимость роста глубины карбонизации в виде $x = f(\sqrt{t})$.

В монографии Е. П. Матвеева [3, с. 91] говорится, что интенсивность разрушения бетона при появлении первых признаков возрастает по зависимости, пропорциональной квадрату времени.

В работах А. А. Васильева [4, 5] отмечается, что основным видом коррозии бетона в железобетонных элементах и конструкциях, эксплуатируемых в различных воздушных средах, является карбонизация. Значительная толщина защитного слоя и щелочная среда самого бетона обеспечивают ему наличие защитных свойств по отношению к стальной арматуре [4, с. 9].

В коллективном труде ведущих белорусских ученых [6] рассмотрено взаимное влияние процессов карбонизации и изменения водородного показателя pH бетона на интенсивность коррозии стальной арматуры. При этом развитие процессов карбонизации и изменения показателя pH во времени τ определяются на основе диффузионной кинетики в соответствии с первым законом Фика для молекулярной диффузии CO_2 в порах бетона [6, с. 6], что ранее было предложено С. Н. Алексеевым и Н. К. Розента-

лем [7], и пропорционально \sqrt{t} . Однако, как показывают расчеты, количественные различия в величинах эффективных коэффициентов диффузии CO_2 в бетонах по опубликованным данным [7], на которые ссылаются авторы [6, с. 11], достигают двух порядков. Определенные согласно [8] эффективные коэффициенты диффузии CO_2 ($D = 0,006\text{--}1,440 \text{ см}^2/\text{с}$) для одних и тех же бетонов в условиях периодического увлажнения осадками и без увлажнения также отличаются более чем на два порядка. Поэтому оценка влияния времени на практическую карбонизацию бетонов в реальных условиях эксплуатации, а не в лабораторных условиях, может существенно отличаться от используемых до настоящего времени расчетных зависимостей.

На основе обобщенного анализа известных закономерностей сделан вывод [9], что ни одна из моделей не дает возможности с высокой достоверностью рассчитывать глубину карбонизации бетона на всем периоде эксплуатации и легко объясняется множеством не учитываемых при прогнозе факторов. В то же время расчет по оригинальному программному продукту В. В. Бабицкого с учетом водонепроницаемости бетона [10] для средних значений достаточно достоверен.

Из опубликованных результатов испытаний процессов карбонизации бетона наибольший интерес представляют работы А. А. Васильева [4, 5], где частично приведены фактические результаты наблюдений, на основании которых для описания процесса карбонизации при определенной долговечности бетона (t , лет) используется выражение [4, (2.4)]:

$$K_c = \alpha_0 + \alpha_1 \sqrt{t}, \quad (1)$$

где α_0 – показатель начальной карбонизации, %; α_1 – то же скорости карбонизации ($\%/\sqrt{t}$); t – величина прогнозного периода, лет.

Большой интерес представляет обоснование учета показателя начальной карбонизации бетона α_0 , приведенное в [4]. Для определения величин α_0 для каждого состава бетона на определенный класс по прочности исследовалось по четыре кубика для каждого из десяти сечений с шагом 2,5 мм. Был получен набор показателей карбонизации K_c (по 10 значений) с учетом отбраковки с погрешностью более 10 %.

Далее на многочисленных рисунках [4, рис. 2.2; 2.3; Б.1–Б.40] приведены гистограммы остатков с нанесенными функциями плотности нормального распределения, по которым можно достаточно надежно оценить величины относительных коэффициентов вариации V . Однако в пределах одного класса бетона (приведены данные по пяти классам бетона: C12/15; C16/20; C20/25; C25/30 и C30/37) различия в величинах V достигают двух- и трехкратных значений.

Для компенсации погрешностей определения значений V по рисункам использованы вероятности $P_1(x) = 0,99$ и $P_2(x) = 0,98$. Средние по всей исследованной толщине (2,5–25,0 мм) бетона значения \bar{V} имеют тенденцию к резкому уменьшению при переходе к бетонам марок C25/30 и C30/37, что, по-видимому, частично связано с уменьшением водоцементного отношения до 0,45 и 0,39.

Необходимо отметить, что отношения полученных максимальных и минимальных значений V_i для бетонов классов C12/25–C20/25 составили $V_{i,\max}/V_{i,\min} \approx 3,5$ при $V_{i,\max} = 0,341\text{--}0,302$ и $V_{i,\min} = 0,098\text{--}0,086$, а для классов C25/30 и C30/37 снизились до 2,0 при уменьшении их средних значений с 0,213–0,175 ($P_1(x)$) и 0,188–0,153 ($P_2(x)$) до 0,110–0,107 ($P_1(x)$) и 0,097–0,095 ($P_2(x)$), что соответствует примерно 1,94–1,64 раза. Следовательно, процессы начальной карбонизации бетона достаточно высоких марок (C25/30 и C30/37) протекают стабильнее по сравнению с бетонами низких марок (C12/25–C20/25). Поэтому возможную очень сильную нестабильность определяемого параметра K_c (5-й класс по [11]) при оценке вероятности коррозии стальной арматуры в железобетонных строительных элементах для бетонов низких классов необходимо учитывать и при оценке расчетной долговечности.

Приведенные в [4, с. 147–169] результаты измерений показателей карбонизации K_c (%) для железобетонных элементов, изготовленных из бетонов классов C12/15, C18/22,5, C16/20 с осадками конусов 1 см (OK1) и 4 см (OK4) в количестве 1211 образцов, в условиях сельскохозяйственных помещений с повышенной агрессивностью среды при сроке службы примерно от 10 до 40 лет позволяют оценить вид и параметры плотности распределения K_c как случайной величины. Стохастический анализ этих экспериментальных данных [4, с. 147–169] произведен:

1) без учета оценки их однородности в рассматриваемом массиве (П1);

2) с учетом оценки их однородности (отклонение коэффициентов вариации V в каждой группе данных для определенной длительности эксплуатации не должно превышать 10 % средней величины $0,1\bar{V}$ для всего периода) в рассматриваемом массиве (П2).

В каждом из этих подходов рассматривали по пять вариантов исследования:

1) распределений значений K_c по всему массиву данных с учетом первоначальной карбонатной составляющей α_0 ;

2) относительных величин K_c по средним значениям в каждой из временных групп с учетом α_0 ;

3) относительных величин K_c по среднему значению всей выборки с учетом α_0 ;

4) относительных величин K_c по средним значениям в каждой из временных групп без учета α_0 ;

5) относительных величин K_c по среднему значению всей выборки без учета α_0 .

Для оценки соответствия распределения экспериментальных значений K_c нормальному закону использовались методы:

1) косвенный – на основании проверки величин коэффициента асимметрии и выборочно-го эксцесса и их ошибок, которые не должны превышать стандартные значения более трех раз. Сюда можно отнести также оценку допустимой погрешности среднего значения (не более 3 %);

2) графический – путем анализа частотной гистограммы с нормально-вероятностным графиком;

3) расчетный – путем определения критерия Колмогорова – Смирнова ($p > 0,2$).

Необходимо отметить, что для бетонов класса С12/15 в [4, с. 147–149 и 159–161] с ОК = 1 см и ОК = 4 см значения K_c аналогичны, поэтому они анализировались совместно (табл. 1).

Учитывая близость средних величин K_c для бетонов классов С12/15, С16/20 и С18/22,5 [6, рис. 7.2], которая при $t = 10–40$ лет составляет $\Delta K_c < 2\%$ при большом разбросе ($\approx 10\%$) отдельных значений, анализ распределений можно производить как по отдельным, так и по всем классам совместно.

В результате расчетов и анализа всего массива информации (общее количество случаев $\Sigma n_i = 1211$) установлено, что соответствие значений K_c нормальному закону распределения подтверждается по П1 и П2 в 160 и 164 случаях из 175, т. е. примерно в 92 % (табл. 1). При этом в некоторых выборках количество случаев n_i с отклонением величин коэффициентов вариации менее $0,1V$ от среднего значения уменьшалось до $n_i = 84$ из 207 (табл. 1), что приводило к худшим показателям соответствия нормальному закону распределения. Для иллюстрации лучшего и худшего соответствий анализируемых данных по K_c бетонов нормальному закону распределения случайных величин на рис. 1 приведены графики, построенные для бетонов класса С16/20 при ОК = 1 см и ОК = 4 см.

Таблица 1

Суммарное количество (N) критериев соответствия значений K_c нормальному закону распределения для бетонов различных классов и использованной выборки (n_i) (где $i = 1...5$ по одному из пяти рассмотренных вариантов) в зависимости от выбранного подхода (П1 или П2)

Total number (N) of criteria for compliance of K_c values with normal distribution law for concrete having various grades and used data selection (n_i) (where $i = 1...5$ – by one from five considered variants) according to selected approach (П1 or П2)

N, n_i	Количество критериев соответствия для бетонов классов									
	С12/15, ОК = 1 см, ОК = 4 см		С16/20, ОК = 1 см		С16/20, ОК = 4 см		С18/22,5, ОК = 1 см		С18/22,5, ОК = 4 см	
	П1	П2	П1	П2	П1	П2	П1	П2	П1	П2
N	33×2	35×2	35	34	33	33	30	32	29	30
n_1-n_3	200×2	160×2	207	112	204	146	200	160	200	160
n_4-n_5	200×2	120×2	207	84	204	146	200	160	200	160

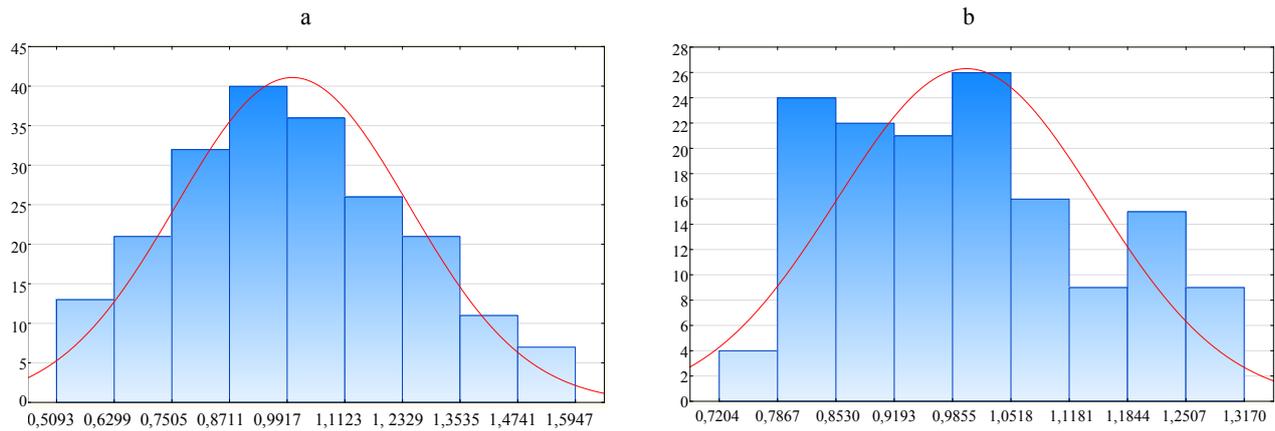


Рис. 1. Плотность распределения случайных значений показателя карбонизации бетона класса C16/20:
а – наилучшая, ОК = 1 см; б – наихудшая, ОК = 4 см

Fig. 1. Density in distribution of random values for carbonization index of C16/20 grade-concrete:
a – the best, ОК = 1 cm; b – the worst, ОК = 4 cm

Основываясь на приведенных результатах, можно считать, что распределение случайных значений показателя карбонизации бетона, по крайней мере классов C12/15–C18/22,5, за период 10–40 лет практически соответствует нормальному закону. Поэтому представляется достаточно обоснованным анализ вероятных величин коэффициентов вариации значений K_c для рассматриваемых классов бетона.

Как следует из нормального закона распределения случайной величины, ее значения можно определить из выражений:

$$x_{\max} = \bar{x}(1 + zV); \quad (2)$$

$$x_{\min} = \bar{x}(1 - zV), \quad (3)$$

где x_{\max} , x_{\min} – максимальное и минимальное значения случайной величины при заданной вероятности $P(x)$; \bar{x} – среднее значение случайной величины по выборке; z – показатель достоверности в соответствии с вероятностью реализации; V – коэффициент вариации.

Из (1) и (2) следует:

$$V_1 = \frac{(x_{\max} / \bar{x}) - 1}{z}; \quad (4)$$

$$V_2 = \frac{1 - (x_{\min} / \bar{x})}{z}; \quad (5)$$

$$V_3 = \frac{x_{\max} - x_{\min}}{z(x_{\max} + x_{\min})}. \quad (6)$$

Величину коэффициента вариации, определенную обычным путем деления средне-

квадратического отклонения σ на \bar{x} , обозначим через V_4 .

При нормальном законе распределения случайной величины x_i заданной вероятности $P(x) = 0,8; 0,9; 0,95; 0,98$ и $0,99$ соответствуют следующие величины показателей односторонней достоверности z : $0,84; 1,29; 1,64; 2,05$ и $2,32$.

В случае существенной величины коэффициента вариации ($V > 0,1$) необходимо учитывать возможную погрешность определения V , для чего можно использовать рекомендации К. А. Браунли [12, с. 48] по определению вероятного доверительного предела истинного значения дисперсии, на основании которого вероятное максимальное (минимальное) отношение V_{\max} / \bar{V} или V_{\min} / \bar{V} при $n > 30-50$ определяется из выражения

$$\frac{V_{\max(\min)}}{\bar{V}} = 1 \pm \frac{t_c}{\sqrt{2n}}, \quad (7)$$

где t_c – критерий Стьюдента; n – количество используемых измерений.

Так, при $n = 30$ и $P(x) = 0,99; 0,98; 0,95$ и $0,90$ отношения V_{\max} / \bar{V} соответственно составили $1,35; 1,31; 1,26$ и $1,22$.

При $n < 30-50$ с учетом критерия χ^2 (хи-квадрат) [11] при нормальном законе распределения измеряемых величин отношение $\frac{V_{\max}}{\bar{V}}$ определяется формулой

$$\frac{V_{\max}}{\bar{V}} = \sqrt{\frac{n-1}{\chi^2}} \quad (8)$$

Графические зависимости (8) приведены на рис. 2.

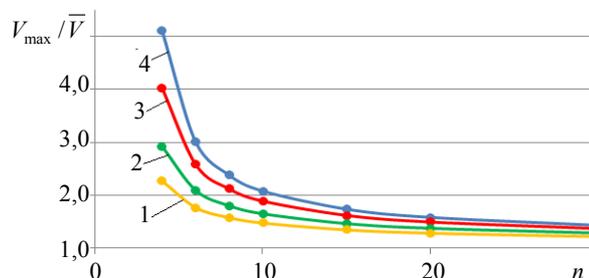


Рис. 2. Зависимость V_{\max} / \bar{V} от количества измерений n и критерия χ^2 : 1, 2, 3, 4 – при заданной вероятности $P(V_i) = 0,90; 0,95; 0,98; 0,99$

Fig. 2. Dependence of V_{\max} / \bar{V} on number of measurements n and criterion χ^2 : 1, 2, 3, 4 – at specified probability $P(V_i) = 0,90; 0,95; 0,98; 0,99$

Сравнение зависимостей (7) и (8) показывает, что при $n = 30$ разница величин V_{\max} / \bar{V} незначительна и не превышает нескольких процентов. Однако если использовать (7) для расчета V_{\max} / \bar{V} , то при $n = 4$ получаются следующие величины при соответствующих надежностьх: 3,05 (0,99); 2,59 (0,98); 2,13 (0,95) и 1,85 (0,90), что значительно отличается от полученных по (8). Однако вычисленные по (8) значения V_{\max} / \bar{V} при $n < 10$ весьма велики, что свидетельствует о невысокой надежности стохастической оценки возможных величин определяемых параметров. Поэтому рекомендуемое в некоторых нормативных документах количество необходимых однократных измерений определяемых параметров $n = 2-3$ может стать причиной появления небольшой надежности и долговечности таких изделий.

Практический интерес представляет оценка погрешностей при использовании выражений (4)–(6). Такая возможность возникает при применении массива информации [4, с. 147–169] в общем объеме 1211 случаев, что видно из табл. 2, где приведены расчетные значения для V_1/V_4 , V_2/V_4 и V_3/V_4 для всех шести выборок величин K_c при ОК = 1 см и ОК = 4 см (по трем классам бетона).

Таблица 2

Относительные отклонения коэффициентов вариации значений K_c по максимальным и минимальным величинам по сравнению с общепринятыми при $P(x) = 0,95$

Relative deviation in coefficients for K_c value variations according to maximum and minimum rates in comparison with generally accepted ones at $P(x) = 0,95$

Класс бетона	Осадка конуса, см	Относительное отклонение коэффициентов вариации значений K_c			
		V_1/V_4	V_2/V_4	V_3/V_4	Среднее
C12/15	1	1,025	0,954	0,983	0,987
	4	1,025	0,954	0,983	0,987
C16/20	1	1,109	0,944	1,010	1,021
	4	1,134	0,923	1,009	1,022
C18/22,5	1	1,027	0,886	0,946	0,953
	4	1,023	0,886	0,944	0,951
Среднее		1,057	0,924	0,979	0,987

Как видно из табл. 2, наибольшее отклонение V_i от V_4 относится к определению по максимальным значениям V_1/V_4 для бетона класса C16/20 с ОК = 4 см и составляет 13,4 % (1,134), а наименьшее отклонение для этого же бетона – при оценке по V_3 (0,9 %). В среднем завышение и занижение средних V , определенных отдельно по максимальным и минимальным значениям K_c , составляют 5,7 % (1,057) и 7,6 % (0,924). Когда $K_{c\max}$ и $K_{c\min}$ используются совместно, отклонение от V_4 составляет только 2,1 % (0,979). Следовательно, наиболее близкой (с возможной погрешностью примерно до 5 %) является оценка коэффициента вариации по V_3 . В общем, среднее отклонение определения V по крайним значениям K_c может достигать 1,3 % (0,987), но в отдельных случаях – в среднем 4,9 % (0,951). Таким образом, даже для предварительно «очищенных» от резко отличающихся значений K_c [13, с. 16; 14, с. 41] в выборках возможные отклонения V_1 могут отличаться от расчетных V_4 на +(10–15) %, V_2 на –(5–10) %, а при совместном использовании максимальных и минимальных значений – только примерно на (–5) %.

Существенный интерес представляет влияние времени на изменение коэффициентов вариации величин карбонизации бетонов. Как видно из рис. 3, на котором в виде точек различ-

ной конфигурации представлены величины V_i для 60 групп по 20 значений K_c [4, с. 147–169] при средних значениях K_c примерно от 11 до 12 %, в диапазоне срока службы от 10 до 40 лет в эксплуатационных условиях сельскохозяйственных помещений с повышенной агрессивностью среды, с ростом срока службы границы разброса V_i сужаются, а отношение $V_{i,\max}/V_{i,\min}$ уменьшается примерно с 2,00 до 1,25.

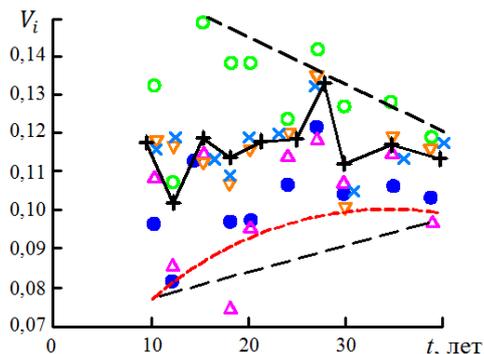


Рис. 3. Разброс значений коэффициентов вариации величин карбонизации бетонов классов C12/15–C18/22,5 при долговечности до 40 лет:

- – C12/15 (OK = 1 см, OK = 4 см); ▲ – C16/20 (OK = 1 см);
- ▼ – C18/22,5 (OK = 1 см); ● – C16/20 (OK = 4 см);
- × – C18/22,5 (OK = 4 см); + – среднее значение $\overline{K_c}$;
- — — — граница разброса;
- — — — возможная нижняя граница разброса

Fig. 3. Spread of coefficient values in data variations for carbonization of C12/15–C18/22,5-grade concrete if operated for 40 years:

- – C12/15 (OK = 1 cm, OK = 4 cm); ▲ – C16/20 (OK = 1 cm);
- ▼ – C18/22,5 (OK = 1 cm); ● – C16/20 (OK = 4 cm);
- × – C18/22,5 (OK = 4 cm); + – average value $\overline{K_c}$;
- — — — spread boundary;
- — — — possible bottom spread boundary

При этом нижняя граница разброса значений $V_{i,\min}$ заметно выполаживается до уровня примерно $V_i \approx 0,1$. Верхняя граница разброса величин $V_{i,\max}$ также значительно снижается, по-видимому, до уровня $K_c \approx 0,11–0,12$. Средние значения $\overline{K_c}$ в каждый срок службы в восьми случаях из десяти (рис. 3) расположены в диапазоне $K_c \approx 0,11–0,12$ и только в двух случаях выходят за эти границы. Так, при $t = 12$ лет $\overline{K_c} = 0,102 < 0,110$ и при $t = 27$ лет $\overline{K_c} = 0,133 > 0,120$, что составляет только около 10 % отклонений от общего диапазона.

В последние годы появился ряд работ, в которых рассматриваются вопросы стохастичности распределения остаточной толщины защитного слоя бетона. Не имея возможности в статье рассмотреть труды этого направления, считаем необходимым упомянуть работу В. П. Чиркова [15] и две работы [13, 16], выполненные под руководством С. Н. Леоновича. Из [15] следует, что срок карбонизации бетона защитного слоя T_p с вероятностью P определяется из выражения

$$T_p = \beta \overline{a^2} / \overline{\alpha^2}, \quad (9)$$

где β – параметр, характеризующий стохастичность карбонизации защитного слоя и зависящий от коэффициентов вариации V_a и V_α соответственно толщины защитного слоя a и показателя скорости карбонизации α при определенной вероятности реализации P ; α – среднее математическое ожидание показателя скорости карбонизации бетона, мм/год; a – среднее математическое ожидание толщины защитного слоя, мм.

При этом распределение плотности вероятности срока карбонизации определяется выражением [15, (4), рис. 1], графическое изображение которого очень похоже на логнормальное распределение [12, с. 36; 14, с. 59]. Обозначенная погрешность расчетов сроков карбонизации бетона по сравнению с реальной существенно больше 1,2 %, приведенных в [15], в частности из-за отсутствия учета погрешности определения V_a и V_α . В [13, с. 31] отмечено, что «для моделирования защитного слоя бетона следует применять нормальный закон распределения», а в [16, с. 68, 74, 75] приведены гистограммы распределения остаточной толщины защитного слоя бетона железобетонной конструкции при эксплуатации в различных условиях после 50 лет эксплуатации. Все эти гистограммы (12 шт.) отличаются от нормального закона распределения некоторой левосторонней асимметрией при условии совпадения вершинной (центральной) части распределения (рис. 4, кривая 1) [16, с. 68, рис. 1.29]. Приведенные в [16] гистограммы плотности вероятности распределения хорошо совпадают с распределением

экстремальных значений [14, с. 88, 89] в области $-\infty < x < +\infty$, имеющей функцию распределения в виде

$$F(x) = 1 - \exp\{-\exp[(x-a)/b]\}, \quad (10)$$

где a – мода; $b > 0$ – параметр масштаба.

Кривая нормального закона распределения (рис. 4, кривая 1) хорошо аппроксимирующая вершинную часть гистограммы, характеризуется математическим ожиданием $\bar{\mu} = (a - x_i) \approx 17$ мм при среднеквадратическом отклонении $\sigma \approx 7,2$ мм, что дает коэффициент вариации $V \approx 0,42$. При этом площади, ограниченные гистограммой или кривой нормального закона распределения, отличаются совершенно незначительно ($\approx 2\%$).

Однако при оценке начала процесса коррозии стальной арматуры с вероятностью, допустим, $p = 0,05$ необходимо вать левый край гистограммы, уходящей в отрицательную область, означающей попадание стали в зону карбонизации при $(a - x_c) < 0$. Поэтому для адекватной оценки начала существенной коррозии стальной арматуры основной аппроксимации приведенной гистограммы кривой нормального закона распределения должно являться наилучшее совпадение левой зоны при $(a - x_c) < 0$, что обеспечивается кривой 2 на рис. 4, соответствующей нормальному закону при $\bar{\mu} \approx 17$ мм, $\sigma \approx 10$ мм и $V \approx 0,59$. При этом площади, ограниченные гистограммой или кривой нормального закона распределения, отличаются также совершенно незначительно ($\approx 2\%$), а очень высокая величина коэффициента вариации свидетельствует о большой сложности проблемы оценки долговечности железобетонных конструкций.

Многие исследователи, получив одностороннюю гистограмму плотности распределения изучаемой случайной величины, стараются провести ее аппроксимацию нормальным законом распределения, который наиболее простой (характеристикой является лишь один параметр – «стандарт») и изученный.

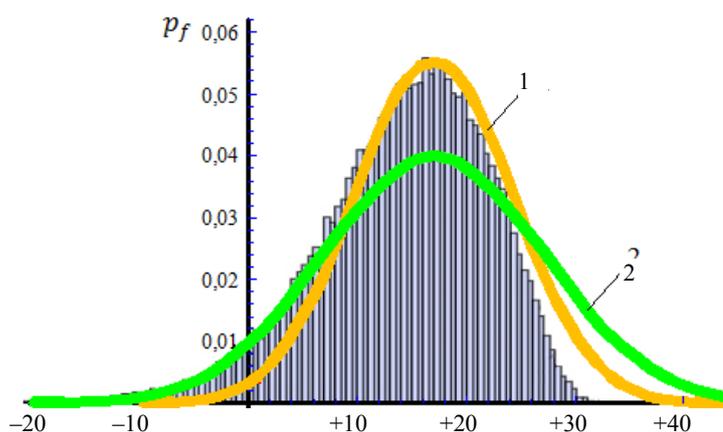


Рис. 4. Гистограмма распределения остаточной толщины защитного слоя бетона железобетонной конструкции при эксплуатации в наиболее неблагоприятном областном центре Беларуси после 50 лет эксплуатации (заштриховано):

- 1 – кривая нормального закона распределения при $\bar{\mu} \approx 17$ мм и $\sigma = 7,2$ мм;
- 2 – то же при $\bar{\mu} \approx 17$ мм и $\sigma = 10,0$ мм

Fig. 4. Histogram for distribution of residual thickness in concrete protective layer for reinforced concrete structure while being used in unfavourable administrative centre of Belarus after 50 years (this portion is shaded):

- 1 – curve for normal law of distribution at $\bar{\mu} \approx 17$ mm and $\sigma = 7.2$ mm;
- 2 – same at $\bar{\mu} \approx 17$ mm and $\sigma = 10.0$ mm

Для этого используются различные приемы, начиная от логарифмирования (логнормальное распределение), и многие другие, описанные даже известными учеными, в том числе Б. Л. Ван дер Варденом [17, с. 20–23, 86–93, 138–139, 263–267, 281–284, 380–382]. Поэтому описание гистограмм распределения, приведенных в [16], в рамках нормального закона можно считать допустимым.

ВЫВОДЫ

1. Стохастичность показателей начальной карбонизации бетона (α_0) невысоких классов (C12/15–C20/25) характеризуется достаточно большими величинами коэффициентов вариации (до 0,34 при среднем около 0,19), которые с ростом прочности бетона (C25/30 и C30/37) значительно снижаются (до 0,15 при среднем около 0,11), что уменьшает возможный разброс значений долговечности железобетона.

2. Плотность распределения случайных значений карбонизации бетонов классов C12/15–C18/22,5 при эксплуатации в условиях сельскохозяйственных помещений с повышенной агрессивностью среды после очист-

ки выборки от явно посторонних значений, как правило, соответствует нормальному закону.

3. Использование максимальных и минимальных величин карбонизации бетона в выборках для оценки коэффициентов вариации отличается от определения по всей выборке и нуждается в соответствующей корректировке.

4. При эксплуатации бетонов марок С12/15–С18/22,5 в условиях сельскохозяйственных помещений в течение 10–40 лет средние величины коэффициентов вариации остаются примерно постоянными при колебании до $\pm 0,01$ при среднем значении 0,11–0,12.

5. Разброс отдельных величин коэффициентов вариации значений карбонизации бетона в течение эксплуатации от 10 до 40 лет уменьшается от 2 до 1,25 раза, а в дальнейшем, по видимому, стабилизируется.

6. Плотности распределения толщины защитного слоя бетона и его остаточной глубины соответствуют или близки к нормальному закону. При этом важным условием аппроксимации полученной теоретической или экспериментальной гистограммы одновершинного распределения остаточной толщины защитного слоя бетона нормальным законом распределения является наилучшее соответствие левых частей расчетной кривой и гистограммы при глубине карбонизации, равной и более толщины защитного слоя.

7. При определении срока карбонизации защитного слоя бетона следует учитывать стохастичность не только толщины защитного слоя бетона и скорости карбонизации, но и случайных значений карбонизации бетона при определенной скорости карбонизации и глубине.

ЛИТЕРАТУРА

1. Большой строительный терминологический словарь-справочник: официальные и неофициальные термины и определения в строительстве, архитектуре, градостроительстве и строительной технике / В. Д. Наумов [и др.]; под ред. Ю. В. Феофилова. Минск: Минск-типпроект, 2008. 811 с.
2. Баженов, Ю. М. Технология бетона / Ю. М. Баженов. М.: Изд-во Ассоц. строит. вузов, 2002. 499 с.
3. Матвеев, Е. П. Реконструкция жилых зданий: в 2 ч. / Е. П. Матвеев. М.: ГУП ЦПП, 1999. Ч. 1: Теория, методы и технологии реконструкции жилых зданий. 367 с.
4. Васильев, А. А. Расчетно-экспериментальная модель карбонизации бетона / А. А. Васильев. Гомель: БелГУТ, 2016. 264 с.
5. Васильев, А. А. Карбонизация и оценка поврежденности железобетонных конструкций / А. А. Васильев. Гомель: БелГУТ, 2012. 263 с.
6. Неразрушающие методы оценки и прогнозирование технического состояния железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в воздушных средах / Т. М. Пецольд [и др.] // Мин-во образ. Респ. Беларусь, БелГУТ, Ин-т повыш. квалиф. и переподг. руковод. и специал. транспортного комплекса Респ. Беларусь, Науч.-исслед. лабор. «Строит. констр., основания и фунда.» имени И. А. Кудрявцева. Гомель: БелГУТ, 2007. 145 с.
7. Алексеев, С. Н. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде / С. Н. Алексеев, Н. К. Розенталь. М.: Стройиздат, 1976. 205 с.
8. Deutsche Ausschuss für Stahibeton, Hef 169, 1964, Hef 170, 1965, Hef 182, 1967.
9. Голшани, М. Прогнозирование глубины карбонизации бетона железобетонных мостовых конструкций / М. Голшани, В. В. Бабицкий, О. М. Вайтович // Строительная наука и техника. 2011. № 3. С. 13–16.
10. Бабицкий, В. В. Прочность бетона и глубина его карбонизации / В. В. Бабицкий // Инновации в бетоноведении, строительном производстве и подготовке инженерных кадров: сб. ст. по материалам Междунар. науч.-техн. конф., посвящ. 100-летию со дня рожд. И. Н. Ахвердова и С. С. Атаева, Минск, 9–10 июня 2016 г.: в 2 ч. / Белорусский национальный технический университет; редкол.: Э. И. Батыновский, В. В. Бабицкий. Минск, 2016. Ч. 1. С. 22–27.
11. Осипов, С. Н. Влияние стохастических характеристик свойств материалов, изделий и процессов на оценку нормативных параметров / С. Н. Осипов // Наука и техника. 2017. Т. 16, № 4. С. 304–314. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2017-16-4-304-314>.
12. Браунли, К. А. Статистические исследования в производстве / К. А. Браунли; пер. с англ. В. А. Говоркова, под ред. А. Н. Колмогорова. М.: Изд-во иностр. лит., тип. «Печат. двор» в Лгр., 1949. 228 с.
13. Леонович, С. Н. Прогнозирование долговечности железобетонных конструкций при карбонизации / С. Н. Леонович, О. Ю. Чернякевич // Строительные материалы. 2013. № 1. С. 28–31.
14. Хастингс, Н. Справочник по статистическим распределениям / Н. Хастингс, Дж. Пикок. М.: Статистика, 1980. 96 с.
15. Чирков, В. П. Прогнозирование сроков карбонизации защитного слоя бетона / В. П. Чирков, А. Н. Кардангушев // Транспортное строительство. 1992. № 6. С. 30–33.
16. Прочность, трещиностойкость и долговечность конструкционного бетона при температурных и коррозионных воздействиях. В 2 ч. / С. Н. Леонович [и др.], под ред. С. Н. Леоновича. Минск: БНТУ, 2016. Ч. 2. 390 с.
17. Ван дер Варден, Б. В. Математическая статистика / Б. В. Ван дер Варден. М.: Иностран. лит.-ра, 1960. 435 с. <https://doi.org/10.1007/978-3-662-22137-2>.

Поступила 28.12.2017

Подписана в печать 01.03.2018

Опубликована онлайн 29.03.2019

REFERENCES

1. Naumov V. D., Alyavdina T. I., Bedula N. V., Zholud' A. S., Zholud' T. V., Naumova L. V., Poslova T. G., Feofilova Yu. Yu., Frolova T. S., Lishai I. L., Feofilov Yu. V. (2008) *Unabridged Construction Terminology Reference-Dictionary: Official and Non-Official Terms and Definitions in Construction, Architecture, Urban Construction and Construction Equipment*. Minsk, Minsktipproekt Publ. 811 (in Russian).
2. Bazhenov Yu. M. (2002) *Technology of Concrete*. Moscow, Publishing House of Association of Educational Civil Engineering Institutions. 499 (in Russian).
3. Matveev E. P. (1999) *Reconstruction of Residential Buildings. Part 1. Theory, Methods and Technology for Reconstruction of Residential Buildings*. Moscow, GUP TsPP Publ. 367 (in Russian).
4. Vasiliev A. A. (2016) *Calculation and Experimental Model for Concrete Carbonization*. Gomel, Belarusian State University of Transport. 264 (in Russian).
5. Vasiliev A. A. (2012) *Carbonization and Assessment of Reinforced Concrete Structure Damage*. Gomel, Belarusian State University of Transport. 263 (in Russian).
6. Petso'd T. M., Bogdanov V. P., Babitskii V. V., Vasil'ev A. A. (2007) *Non-Destructive Methods for Evaluation and Prediction of Technical Conditions of Reinforced Concrete Structures Being Used in Air Environment*. Gomel, Belarusian State University of Transport. 145 (in Russian).
7. Alexeev S. N., Rozenthal N. K. (1976) *Corrosive Resistance of Reinforced Concrete Structures in Aggressive Industrial Environment*. Moscow, Stroyizdat Publ., 205 (in Russian).
8. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Schriftenreihe*. W. Ernst, 1967. Vol. 182; 1964. Vol. 169; 1965. Vol. 170 (in German).
9. Golshani M., Babitsky V. V., Vaytovich O. M. (2011) Forecasting of Concrete Carbonization Depth in Reinforced Concrete Bridge Structures. *Stroitel'naya Nauka i Tekhnika* [Construction Science and Equipment], (3), 13–16 (in Russian).
10. Babitskii V. V. (2016) Strength of Concrete and its Carbonization Depth. *Innovations in Concrete Science, Construction Operations and Training of Engineering Personnel: Proceedings of International Scientific and Technical Conference Dedicated to 100th Anniversary of the Birthday of I. N. Akhverdov and S. S. Ataev, Minsk, June 9–10, 2016. Part 1*. Minsk, Belarusian National Technical University, 22–27 (in Russian).
11. Osipov S. N. (2017) Influence of Stochastic Characteristics of Properties in Materials, Products and Processes on Evaluation of Specified Parameters. *Nauka i Tekhnika = Science and Technique*, 16 (4), 304–314 (in Russian). <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2017-16-4-304-314>.
12. Brownlee K. A. (1949) *Statistical Investigations in Production*. Moscow: Publishing House of Foreign Literature. 228 (in Russian).
13. Leonovich S. N., Tchemyakevich O. Yu. (2013) Prediction of Durability for Reinforced Concrete Structure while Using Carbonization. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials], (1), 28–31 (in Russian).
14. Hastings N., Peacock J. (1980) *Reference Book for Statistical Distribution*. Moscow, Statistika Publ. 96 (in Russian).
15. Tchirkov V. P., Kardangushev A. N. (1992) Prediction of Carbonization Period for Concrete Protection Layer. *Transportnoye Stroitel'stvo* [Transport Construction], (6), 30–33 (in Russian).
16. Leonovich S. N., Litvinovskii D. A., Chernyakevich O. Yu., Stepanova A. V. (2016) *Strength, Crack Resistance and Longevity of Constructional Concrete at Temperature and Corrosive Actions. Part 2*. Minsk, Belarusian National Technical University. 390 (in Russian).
17. Waerden B. L. (1969) *Mathematical Statistics*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg. 371. <https://doi.org/10.1007/978-3-662-22137-2>.

Received: 28.12.2017

Accepted: 01.03.2018

Published online: 29.03.2019

<https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-137-145>

УДК 666.97.035:66.040:519.6

Верификация нестационарной математической модели твердения бетона в теплотехнологических установках

Магистр техн. наук А. М. Нияковский¹⁾, докт. техн. наук, проф. В. Н. Романюк²⁾,
докт. физ.-мат. наук, проф. А. Н. Чичко²⁾, канд. техн. наук Ю. В. Яцкевич²⁾

¹⁾Полоцкий государственный университет (Новополоцк, Республика Беларусь),

²⁾Белорусский национальный технический университет (Минск, Республик Беларусь)

© Белорусский национальный технический университет, 2019
Belarusian National Technical University, 2019

Реферат. Для интенсификации процессов производства сборного бетона и железобетона в промышленных условиях используются теплотехнические установки, потребляющие значительные объемы тепловой энергии. Несмотря на прогресс, достигнутый в изучении вопросов твердения бетонов в устройствах ускоренной гидратации, все еще отсутствуют надежные и экономичные методы исследования и оптимизации работы такого рода установок. Применяемые в условиях реального производства методы в основном базируются на эмпирических зависимостях, полученных для узких технологических условий. Эти методы не всегда можно распространить на другие режимы и технологии. В настоящей работе развиваются методы расчета, основанные на фундаментальных законах, позволяющих получить функции эволюции процесса гидратации бетонного изделия. Методы математического моделирования дают возможность развить новые пути совершенствования режимов тепловой обработки бетонных изделий и технологий ускоренной гидратации. В статье предложена математическая модель для расчета процесса твердения бетонного изделия, включающая нестационарное трехмерное уравнение теплопроводности, функцию внутренних тепловыделений, обусловленных протеканием экзотермических реакций гидратации цемента, а также систему начальных и граничных условий. Выполнено численное моделирование температуры и коэффициента гидратации бетонного изделия в форме куба, имеющего размеры 0,1×0,1×0,1 м. Проведена верификация нестационарной математической модели для расчета температурных полей и степени гидратации с использованием экспериментальных данных о прочности бетонного изделия, достигнутой в промышленных условиях. На основе исследования функции степени гидратации от времени показано, что экспериментально полученные значения прочности на сжатие коррелируют с функциями коэффициента гидратации и скорости гидратации от времени тепловой обработки, вычисленными на основе предложенной нестационарной математической модели твердения бетонного изделия. Удовлетворительное согласование экспериментальных и расчетных данных подтверждает адекватность нестационарной математической модели расчета температурных полей и степени гидратации при ускоренной тепловой обработке бетонных изделий.

Ключевые слова: математическое моделирование, теплотехнологические установки, твердение бетонного изделия, кинетика гидратации цемента, температурное поле, нестационарное уравнение теплопроводности

Для цитирования: Верификация нестационарной математической модели твердения бетона в теплотехнологических установках / А. М. Нияковский [и др.] // *Наука и техника*. 2019. Т. 18, № 2. С. 137–145. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-137-145>

Verification of Non-Stationary Mathematical Model of Concrete Hardening in Thermal Technological Installations

A. M. Niyakovskii¹⁾, V. N. Romaniuk²⁾, A. N. Chichko²⁾, Yu. V. Yaczkevich²⁾

¹⁾Polotsk State University (Novopolotsk, Republic of Belarus),

²⁾Belarusian National Technical University (Minsk, Republic of Belarus)

Abstract. Thermo-technical installations consuming significant amounts of thermal energy are used in order to intensify precast and reinforced concrete production processes under industrial conditions. Despite significant progress in the study of concrete

Адрес для переписки

Романюк Владимир Никанорович
Белорусский национальный технический университет
просп. Независимости, 65/2,
220013, г. Минск, Республика Беларусь
Тел.: +375 17 293-92-16
pte@bntu.by

Address for correspondence

Romaniuk Vladimir N.
Belarusian National Technical University
65/2 Nezavisimosty Ave.,
220013, Minsk, Republic of Belarus
Tel.: +375 17 293-92-16
pte@bntu.by

hardening in accelerated hydration devices, a prominent lack of reliable and cost-effective research and optimization methods of their operation is observed. The methods used in real production processes are mainly based on empirical dependences obtained for specific technological conditions. These methods can not always be applied for other modes and technologies. The present paper develops calculation methods based on fundamental laws that make it possible to obtain functions for evolution of concrete product hydration process. Methods of mathematical modeling permit to develop new ways directed on improvement of modes for heat treatment of concrete products and accelerated hydration technologies. The paper describes a mathematical model for calculating a hardening process of a concrete product that includes a transient three-dimensional heat conductivity equation, a function of internal heat release due to behavior of exothermic reactions of cement hydration and also a system of initial and boundary conditions. A numerical simulation for temperature and hydration coefficient of a concrete product having shape of a $0.1 \times 0.1 \times 0.1$ m cube has been performed in the paper. Verification of the non-stationary mathematical model for calculating temperature fields and hydration degree while using experimental data on concrete product strength obtained under industrial conditions. Investigations on hydration degree function of time have shown that experimentally obtained values of compressive strength correlate with hydration coefficient and hydration rate functions of heat treatment time which are calculated on the basis of the proposed non-stationary mathematical model of concrete product hardening. Satisfactory agreement of experimental and calculated data confirms adequacy of the proposed non-stationary mathematical model for calculating temperature fields and hydration degree with accelerated heat treatment of concrete products.

Keywords: mathematical modelling, thermo-technical installations, hardening of a concrete product, kinetics of cement hydration, temperature field, transient heat conductivity equation.

For citation: Niyakovskii A. M., Romaniuk V. N., Chichko A. N., Yaczkevich Yu. V. (2019) Verification of Non-Stationary Mathematical Model of Concrete Hardening in Thermal Technological Installations. *Science and Technique*. 18 (2), 137–145. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-137-145> (in Russian)

Введение

Одной из задач промышленной энергетики является разработка математических моделей, основанных на фундаментальных уравнениях и предназначенных для определения минимальных энергетических затрат в установках ускоренного твердения бетонных изделий. Различные виды моделей и методов для решения такого типа задач в течение последних десятилетий привлекали внимание многих исследователей и специалистов [1–4]. Однако до сих пор все еще не существует общепринятой математической модели твердения бетонов, позволяющей определять энергозатраты на изготовление бетонных изделий и обосновывать выбор режимов работы соответствующего теплотехнологического оборудования.

Развитие численных методов моделирования в применении к процессам твердения бетонов позволяет предложить новые подходы к определению энергозатрат на изготовление бетонных изделий [5, 6]. Однако моделирование температурного поля в бетоне на ранних сроках твердения в зависимости от времени набора прочности по-прежнему остается сложным вопросом из-за особенностей физико-химических процессов, связанных с функцией тепловыделения при гидратации цемента [7, 8]. В условиях реального промышленного производства инструментом для выбора режимов тепловой

обработки служит инженерный математический аппарат, основанный на эмпирических приближениях, которые справедливы лишь для конкретных частных условий. В энергетических расчетах теплотехнологических установок для ускоренного твердения бетонных изделий точные численные методы моделирования процессов твердения пока еще не нашли широкого применения. Традиционно вычисление энергозатрат на изготовление бетонных изделий, как правило, носит приближенный или оценочный характер, что не позволяет должным образом осуществлять оптимизацию режимов тепловой обработки бетонных изделий, особенно при разработке новых изделий или на стадии проектирования теплотехнологических установок. Таким образом, поиск новых методов исследования и расчета, основывающихся на построении математических моделей, обеспечивающих получение информации о твердении бетонных изделий в производственных условиях, является актуальной научной задачей как для теории, так и для практики промышленной теплоэнергетики и строительной отрасли.

Важный вопрос оценки адекватности математической модели – ее верификация. Трудности верификации математической модели обычно связаны с тем, что применяемые на практике и измеряемые стандартизированными методами характеристики не всегда можно вычислить теоретически. В этом случае для срав-

нительного анализа полученных из модели характеристик целесообразно использовать близкие по физическому смыслу расчетные переменные. Например, температурное поле в твердеющем бетоне, степень гидратации цемента и достигнутая прочность изделия, несмотря на их разную природу, в конечном итоге коррелируют между собой. С одной стороны, для оценки эффективности процесса твердения бетона на практике применяется понятие прочности на сжатие, для расчета которой не существует фундаментального уравнения, но имеются лабораторные методы определения. С другой стороны, такие характеристики, как степень гидратации и температуру, можно вычислить, используя известные фундаментальные уравнения, и сопоставить их значения с экспериментально полученной прочностью.

Целью статьи является описание математической модели для расчета характеристик процесса гидратации изделий из бетона и определение ее адекватности на основе экспериментальных данных по прочности, полученных в промышленных условиях.

Для реализации указанных целей в качестве тестовых выбраны изделия в форме куба размерами 0,1×0,1×0,1 м, испытания которых проводились в рамках существующих промышленных теплотехнологий, реализованных в филиале ОАО «Строительно-монтажный трест № 16, г. Новополоцк» Завод КПД. Отметим, что ограничений для применения описанного ниже математического аппарата к объектам с другой 3D-геометрией нет.

Математический аппарат для расчета процесса твердения бетона

В качестве основного уравнения для расчета изменения температуры и степени (коэффициента) гидратации использовалось уравнение теплопроводности, в котором учтено тепловыделение, возникающее при гидратации. Уравнение имело следующий вид:

$$\frac{\partial T(x, y, z)}{\partial \tau} = \frac{1}{c_6 \rho_6} [W_c P_q(Q(x, y, z, \tau), T(x, y, z, \tau))] + \frac{\partial \left(\lambda(H(x, y, z, \tau), T(x, y, z, \tau)) \frac{\partial T(x, y, z, \tau)}{\partial x} \right)}{\partial x} +$$

$$+ \frac{\partial \left(\lambda(H(x, y, z, \tau), T(x, y, z, \tau)) \frac{\partial T(x, y, z, \tau)}{\partial y} \right)}{\partial y} + \frac{\partial \left(\lambda(H(x, y, z, \tau), T(x, y, z, \tau)) \frac{\partial T(x, y, z, \tau)}{\partial z} \right)}{\partial z} \quad (1)$$

где τ – время, с; x, y, z – декартовы координаты (ось y направлена вертикально); $T(x, y, z, \tau)$ – температура бетона в точке с координатами (x, y, z) в момент времени τ , °C; ρ_6 – плотность бетона, кг/м³; W_c – удельный расход цемента в бетоне, кг/м³; c_6 – удельная теплоемкость бетона, Дж/(кг·°C); $Q(x, y, z, \tau)$ – удельная теплота, выделившаяся при гидратации цемента в точке с координатами (x, y, z) к моменту времени τ , Дж/кг; $H(x, y, z, \tau)$ – степень гидратации цемента в точке с координатами (x, y, z) , достигнутая к моменту времени τ , вычисляемая как отношение количества выделившейся теплоты гидратации в указанной точке на данный момент времени к предельно возможному тепловыделению, свойственному данному цементу: $H(x, y, z, \tau) = Q(x, y, z, \tau) / Q_{\max}$; $\lambda(H, T)$ – теплопроводность бетона, зависящая от его состава, степени гидратации и температуры, Вт/м²; $P_q(Q, T)$ – удельная мощность тепловыделения при гидратации цемента, Вт/кг.

При выполнении численных расчетов удельную мощность тепловыделений при гидратации цемента определяли по формуле

$$P_q(Q, T) = \frac{dQ(T, \tau_{\text{прив}}(Q, T))}{d\tau} \approx \frac{Q(T, \tau_{\text{прив}}(Q, T) + \Delta\tau) - Q(T, \tau_{\text{прив}}(Q, T))}{\Delta\tau} \quad (2)$$

где Q – удельная теплота, выделившаяся при гидратации цемента к рассматриваемому моменту времени; $Q(T, \tau_{\text{прив}}(Q, T))$ – функция тепловыделения цемента; $\tau_{\text{прив}}(Q, T)$ – приведенное время гидратации цемента; $\Delta\tau$ – шаг изменения времени тепловой обработки, с.

Одновременно с распределением температур в пределах внутреннего пространства бе-

тонного изделия производился расчет распределения тепловыделения и степени гидратации цемента согласно уравнению

$$\frac{\partial Q(x, y, z, \tau)}{\partial \tau} = Q_{\max} \frac{\partial H(x, y, z, \tau)}{\partial \tau} = P_q(Q(x, y, z, \tau), T(x, y, z, \tau)). \quad (3)$$

Изменение температуры в различных точках трехмерного пространства опалубки рассчитывалось в соответствии с уравнением теплопроводности

$$\frac{\partial T(x, y, z)}{\partial \tau} = \frac{\lambda_{ст}}{c_{ст}\rho_{ст}} \left[\frac{\partial^2 T(x, y, z, \tau)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T(x, y, z, \tau)}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T(x, y, z, \tau)}{\partial z^2} \right], \quad (4)$$

где $c_{ст}$ – удельная теплоемкость стали (475 Дж/кг); $\rho_{ст}$ – плотность стали (7850 кг/м³); $\lambda_{ст}$ – теплопроводность стали (44,5 Вт/(м·К)).

Удельная теплота гидратации цемента (максимальное тепловыделение) составляла $Q_{\max} = 418,7$ кДж/кг. В расчетах использованы: экспериментальные данные [7] в виде функции теплоты гидратации $Q(T, \tau)$ (кДж/кг) для портландцемента марки М400, а также коэффициент теплопроводности бетона $\lambda(H, T)$, зависящий от температуры, водоцементного отношения, влажности, плотности, взятые из [10, 11].

Начальные и граничные условия для модели

При построении модели принята схема тепловой обработки, используемая в реальных условиях производства. Сформованные изделия располагаются на обогреваемом поддоне горизонтального формования (далее – столешница). После периода предварительной выдержки изделия укрывали сверху плотным рулонным покрытием, а температуру поверхности столешницы программно повышали до заданного уровня.

Таким образом, обрабатываемые изделия контактировали по нижней грани с обогреваемой металлической столешницей, а остальные его грани находились в паровоздушной среде,

образующейся под укрытием в результате прогрева бетона.

Геометрическая схема моделируемого пространства «бетонная среда – опалубка – паровоздушная среда – столешница» для одного из сечений тестируемого изделия в форме куба с размерами 0,1×0,1×0,1 м представлена на рис. 1. В расчете учитывалось, что обусловленное подводом теплоты от столешницы температурное поле на нижней грани куба имеет неоднородный характер, а температурное поле на остальной части поверхности бетонного изделия, обращенной к возникшей под брезентовым укрытием паровоздушной среде, однородно. Это физическое условие обосновано допущением, что под укрытием конвекция вокруг изделия сведена к минимуму.

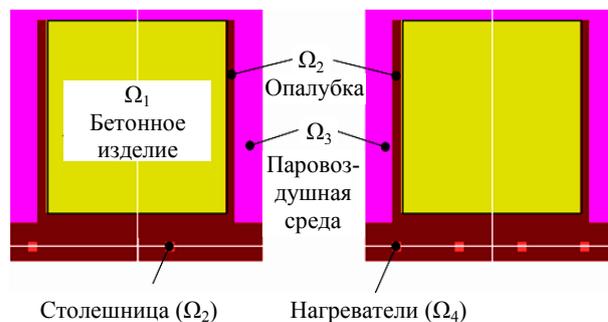


Рис. 1. Схема размещения изделия в форме куба размерами 0,1×0,1×0,1 м в расчетных областях моделируемого пространства

Fig. 1. Diagram for position of product in the shape of cube 0.1×0.1×0.1 m in calculated areas of simulated space

Фрагмент расчетного распределения температур в центральном сечении изделия и схема положения точек, которые использовались для численного анализа температур и степени гидратации, представлены на рис. 2. Точка А1 находилась в области «нагреватель – столешница», точка А2 – в паровоздушной среде, окружающей бетонное изделие, точки А3, А4, А5 и А6 – внутри бетонного изделия. Координаты указанных точек $A_i(x, y, z)$ приведены в подписи к рис. 2.

Функция экспериментально измеренной температуры вблизи верхней грани бетонного изделия в различные моменты времени после его укрытия представлена в табл. 1.

Таблица 1

Экспериментальные значения датчика температуры вблизи верхней грани куба в различные моменты времени после укрытия бетонного изделия

Experimental values of temperature sensor near upper face of cube at various points in time after covering concrete product

$t, \text{ч}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
$T, \text{°C}$	24	27	29	30	33	36	37	39	40	40	41	41	41	42	42	42

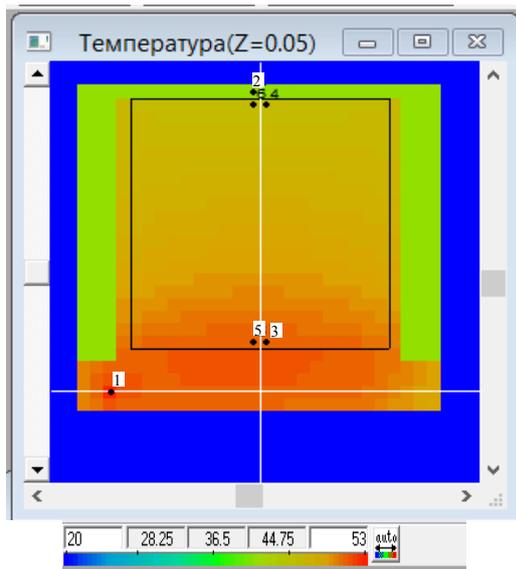


Рис. 2. Фрагмент расчетного распределения температур в центральном сечении изделия и схема расположения выделенных точек: точка нагревателя столешницы A1 $(-0,0075; -0,0175; 0,0475)$; точка паровой среды A2 $(0,0475; 0,1025; 0,0475)$; точки бетонного изделия: A3 $(0,0525; 0,0025; 0,0475)$; A4 $(0,0575; 0,0975; 0,0475)$; A5 $(0,0475; 0,0025; 0,0575)$; A6 $(0,0425; 0,0925; 0,0575)$

Fig. 2. Fragment of calculated temperature distribution in central section of product and diagram for trend in selected points:

tabletop heater point: A1 $(-0.0075; -0.0175; 0.0475)$;
 steam environment point A2 $(0.0475; 0.1025; 0.0475)$;
 concrete product points: A3 $(0.0525; 0.0025; 0.0475)$;
 A4 $(0.0575; 0.0975; 0.0475)$; A5 $(0.0475; 0.0025; 0.0575)$;
 A6 $(0.0425; 0.0925; 0.0575)$

Функция экспериментально измеренной температуры вблизи нижней грани бетонного изделия в различные моменты времени после его укрытия (табл. 1), относящаяся к областям Ω_2 , Ω_4 (рис. 1), контактирующей с нижней гранью изделия, представлена в табл. 2. Температура измерялась экспериментально с помощью встроенных в технологическое оборудование штатных температурных датчиков в течение всего времени тепловой обработки и в даль-

нейшем использовалась в математической модели.

Таблица 2

Экспериментальные значения датчика температуры в столешнице в различные моменты времени после укрытия изделия

Experimental values of temperature sensor for tabletop at various points in time after covering the product

$t, \text{ч}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
$T, \text{°C}$	36	43	48	49	50	51	52	52	52	53	53	53	53	54	54	53

Начальные условия для параметров математической модели:

$$\begin{cases} T(x, y, z, 0) = 25 \text{ °C для } (x, y, z) \in \Omega_1; \\ T(x, y, z, 0) = 25 \text{ °C для } (x, y, z) \in \Omega_2; \\ T(x, y, z, 0) = 24 \text{ °C для } (x, y, z) \in \Omega_3; \\ T(x, y, z, 0) = 36 \text{ °C для } (x, y, z) \in \Omega_4; \\ Q(x, y, z, 0) = 0 \text{ Дж/кг для } (x, y, z) \in \Omega_1. \end{cases} \quad (5)$$

Граничные условия на поверхности «бетон – паровоздушная среда» (Ω_1 – Ω_3):

$$\begin{aligned} -\lambda(H(x, y, z, t), T(x, y, z, t)) \frac{\partial T(x, y, z, t)}{\partial i} \Big|_{(x, y, z) \in \Omega_1 \cap \Omega_3} &= \\ = \alpha \left(T(x, y, z, t) \Big|_{(x, y, z) \in \Omega_1 \cap \Omega_3} - T_{\text{cp}}(t) \right), & \quad (6) \end{aligned}$$

где ∂i – это ∂x , или ∂y , или ∂z в соответствии с пространственной ориентацией границы; α – коэффициент теплоотдачи, соответствующий конвективному теплообмену в воздушной среде (был принят $20 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$).

Граничные условия на поверхности «опалубка – паровоздушная среда» (Ω_2 – Ω_3):

$$\begin{aligned} -\lambda_{\text{ст}} \frac{\partial T(x, y, z, t)}{\partial i} \Big|_{(x, y, z) \in \Omega_2 \cap \Omega_3} &= \\ = \alpha \left(T(x, y, z, t) \Big|_{(x, y, z) \in \Omega_2 \cap \Omega_3} - T_{\text{cp}}(t) \right). & \quad (7) \end{aligned}$$

Граничные условия на поверхности «опа- лубка – бетон» ($\Omega_2 - \Omega_1$):

$$\lambda(H(x, y, z, t), T(x, y, z, t)) \frac{\partial T(x, y, z, t)}{\partial i} \Big|_{(x, y, z) \in \Omega_1 \cap \Omega_2} = = \lambda_{\text{ст}} \frac{\partial T(x, y, z, t)}{\partial i} \Big|_{(x, y, z) \in \Omega_2 \cap \Omega_1} \quad (8)$$

Граничные условия на поверхности «нагре- ватель – столешница» ($\Omega_4 - \Omega_2$):

$$-\lambda_{\text{ст}} \frac{\partial T(x, y, z, t)}{\partial i} \Big|_{(x, y, z) \in \Omega_2 \cap \Omega_4} = = \alpha_{\text{в}} \left(T(x, y, z, t) \Big|_{(x, y, z) \in \Omega_4 \cap \Omega_2} - T_H(t) \right).$$

где ∂i – это ∂x , или ∂y , или ∂z в соответствии с пространственной ориентацией границы; $\alpha_{\text{в}}$ – коэффициент теплоотдачи, соответствующий конвективному теплообмену с водяным тепло- носителем (был принят $250 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$).

Состав и свойства бетона

Состав бетона соответствовал соотношению Ц:П:Щ = 1:2:2,95 по массе с водоцементным соотношением В/Ц = 0,34, где Ц = $380 \text{ кг}/\text{м}^3$, П = $760 \text{ кг}/\text{м}^3$, Щ = $1120 \text{ кг}/\text{м}^3$, В = $130 \text{ кг}/\text{м}^3$ – удельные расходы составляющих бетон мате- риалов (цемента, песка, щебня, воды). В каче- стве вяжущего использован портландцемент марки М400 с максимальной удельной тепло- той гидратации $Q_{\text{max}} = 418,7 \text{ кДж}/\text{кг}$. Таким об- разом, плотность свежезатворенной и уплот- ненной бетонной смеси (влажного бетона) со- ставила $\rho_6 = \text{Ц} + \text{П} + \text{Щ} + \text{В} = 2390 \text{ кг}/\text{м}^3$.

Удельная теплоемкость большинства бе- тонов в сухом состоянии постоянна и рав- на $840 \text{ Дж}/(\text{кг} \cdot \text{К})$. Вследствие малой изменчи- вости этого значения среднюю удельную теп- лоемкость свежееотформованного бетонного изделия рассчитывали по формуле

$$c_6 = \frac{840(\text{Ц} + \text{П} + \text{Щ}) + 4190\text{В}}{\text{Ц} + \text{П} + \text{Щ} + \text{В}} = 1022 \text{ Дж}/(\text{кг} \cdot \text{К}). \quad (10)$$

Коэффициент теплопроводности бетона за- висит от его температуры, водоцементного от- ношения, влажности, плотности. Поэтому на основании анализа данных из различных ис- точников [9–11] для этого бетона была сфор- мирована база данных, по которой путем ли-

нейной интерполяции в режиме расчета модели вычислялся коэффициент теплопроводности бетона в конкретном состоянии.

Экспериментальные данные по определению характеристик прочности изделия размера- ми $0,1 \times 0,1 \times 0,1 \text{ м}$, полученного на обогреваемом поддоне под укрытием в разные временные промежутки тепловой обработки, представлены в табл. 3. Использовали по четыре образца по каждому срезу времени процесса твердения бе- тонного изделия.

При проведении численных расчетов для сходимости модели $0,1 \times 0,1 \times 0,1 \text{ м}$, представлен- ной уравнениями (1)–(8), использовали 8000 рас- четных сеточных элементов, причем шаг по вре- мени моделирования был принят равным $0,25 \text{ с}$ при размере сеточного элемента $0,005 \text{ м}$.

Результаты численного расчета

Экспериментальные и расчетные значения температуры по модели в выделенных точ- ках изделия представлены на рис. 3. Как видно из рисунка, зависимости экспериментальных температур от времени в точках А1 ($-0,0075$; $-0,0175$; $0,0475$) и А2 ($0,0475$; $0,1025$; $0,0475$) изменяются подобным образом и различаются в пределах $10 \text{ }^\circ\text{C}$. Зависимости расчетных тем- ператур от времени, полученные на основе урав- нений математической модели (1)–(9), в вы- деленных точках А3 ($0,0525$; $0,0025$; $0,0475$) и А4 ($0,0575$; $0,0975$; $0,0475$) находятся внут- ри экспериментальных «температурных шор», отражающих изменение температур в нижней и верхней частях изделия.

Зависимости экспериментальных значений средней прочности на сжатие (зависимость 3) изделия и расчетные величины коэффициен- та гидратации (H , %) в крайних («верх–низ») точках изделия А5 ($0,0475$; $0,0025$; $0,0575$) и А6 ($0,0425$; $0,0925$; $0,0575$) представлены на рис. 4. Шкала в числах совпадает со шкалой для степени гидратации H .

Как видно из рис. 4, характеры зависимо- стей измеренной прочности и расчетного ко- эффициента гидратации от времени аналогич- ны. Так, повышение прочности на сжатие со- провождается увеличением степени гидратации в отдельных точках изделия. Следует отметить, что зависимости степени гидратации от време- ни тепловой обработки в двух крайних точках рассматриваемого изделия очень близки.

Результаты экспериментов с кубическим изделием размерами 0,1×0,1×0,1 м на обогреваемом поддоне для горизонтального формования под укрытием

Experimental results with 0.1×0.1×0.1 m cubic product on heated pallet for horizontal molding under cover

№	Время выдержки после укрытия τ , с	Прочность на сжатие, МПа				Доверительный интервал (Стьюдента) при $\alpha = 0,05$
		Определенная разрушающим методом	Среднее значение	Нижняя граница	Верхняя граница	
1	14400	8,4	8,58	7,81	9,34	0,76
		8,0				
		9,1				
		8,8				
2	25200	13,9	15,1	13,3	16,8	1,78
		14,3				
		16,2				
		15,8				
3	36000	19,2	19,4	18,6	20,1	0,74
		18,8				
		19,8				
		19,7				
4	46800	20,0	20,5	19,5	21,5	1,03
		21,2				
		19,9				
		20,9				
5	57600	21,9	22,1	21,7	22,5	0,43
		22,5				
		22,0				
		22,0				

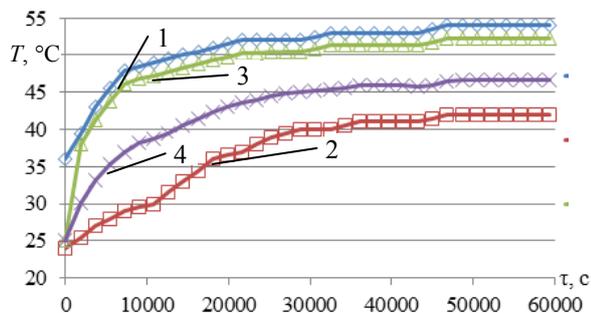


Рис. 3. Экспериментальные и рассчитанные с помощью модели значения температуры в выделенных точках изделия: 1, 2 – экспериментальные температуры в точках А1 (–0,0075; –0,0175; 0,0475) и А2 (0,0475; 0,1025; 0,0475) соответственно; 3, 4 – расчетные температуры в точках А3 (0,0525; 0,0025; 0,0475) и А4 (0,0575; 0,0975; 0,0475) соответственно

Fig. 3. Experimental and model-calculated temperature values in selected points of product: 1, 2 – experimental temperatures in points A1 (–0.0075; –0.0175; 0.0475) and A2 (0.0475; 0.1025; 0.0475) respectively; 3, 4 – calculated temperatures in points A3 (0.0525; 0.0025; 0.0475) and A4 (0.0575; 0.0975; 0.0475) respectively

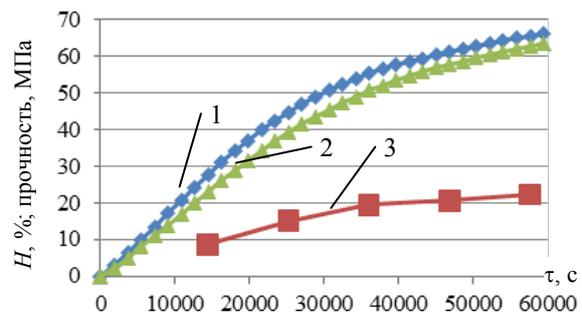


Рис. 4. Экспериментальные значения прочности на сжатие изделия и расчетные значения коэффициента гидратации H по модели в выделенных точках изделия: 1, 2 – расчетные значения коэффициента гидратации в точках А5 (0,0475; 0,0025; 0,0575) и А6 (0,0425; 0,0925; 0,0575) соответственно; 3 – экспериментальные данные прочности на сжатие

Fig. 4. Experimental values of compressive product strength and calculated values of hydration coefficient H in selected points of product according to model: 1, 2 – calculated values of hydration coefficient in points A5 (0.0475; 0.0025; 0.0575) and A6 (0.0425; 0.0925; 0.0575) respectively; 3 – experimental data on compressive strength

Корреляцию прочности на сжатие изделия и коэффициента гидратации от времени тепловой обработки можно объяснить следующим образом. С одной стороны, известно, что функция тепловыделения в бетонном изделии от времени влияет на степень гидратации цемента. С другой стороны, имеются исследования, показывающие взаимосвязь между суммарным тепловыделением и средней прочностью на сжатие для некоторых цементных смесей [12].

Таким образом, сравнивая полученные в исследовании закономерности, можно сделать вывод о том, что результаты, полученные по модели, описываемой уравнениями (1)–(9), отражают основные физико-химические характеристики процесса гидратации цемента от времени тепловой обработки изделия.

Зависимости скорости изменения средней прочности на сжатие и скорости изменения коэффициента гидратации ($\partial H / \partial \tau$) от времени тепловой обработки изделия в точках А5 (0,0475; 0,0025; 0,0575) и А6 (0,0425; 0,0925; 0,0575) представлены на рис. 5.

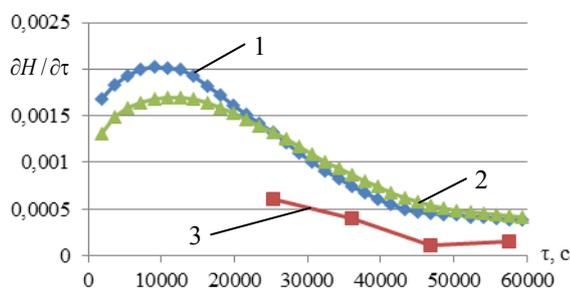


Рис. 5. Скорости изменения коэффициента гидратации и прочности на сжатие от времени в выделенных точках изделия А5 (0,0475; 0,0025; 0,0575) и А6 (0,0425; 0,0925; 0,0575):

- 1, 2 – скорость изменения коэффициента гидратации;
- 3 – то же средней прочности на сжатие, вычисленной по данным табл. 3

Fig. 5. Rate of hydration coefficient and compressive strength changes due to time in selected points of product А5 (0.0475; 0.0025; 0.0575) and А6 (0.0425; 0.0925; 0.0575):

- 1, 2 – rates of hydration coefficient changes;
- 3 – rate of average compressive strength change calculated according to data given in tab. 3

Как видно из рис. 5, скорости изменения расчетной степени гидратации согласно рассмат-

риваемой модели, описываемой уравнениями (1)–(9), и средней прочности на сжатие изменяются по аналогичному закону.

Таким образом, на основе проведенных исследований и расчетов можно сделать вывод, что наблюдается удовлетворительное согласование данных по степени гидратации, полученных из модели (1)–(9), с экспериментальными данными о прочности на сжатие протестированных кубических образцов размерами 0,1×0,1×0,1 м. Различие в количественных значениях прочности на сжатие и коэффициента гидратации связано, с одной стороны, с особенностями оценки каждой из характеристик, с другой стороны, объясняется использованием в модели данных для функции тепловыделения и функции теплопроводности, полученных путем интерполяции в зависимости от температуры бетона.

ВЫВОДЫ

1. Предложена математическая модель для расчета процесса твердения бетонного изделия симметричной формы. Математический аппарат для расчета включает нестационарное трехмерное уравнение теплопроводности с функцией источника тепловыделения процесса гидратации, а также систему граничных условий по температуре, построенных на основе экспериментально измеряемых температурных функций от времени. Проведена верификация нестационарной математической модели гидратации бетонной смеси с использованием экспериментальных данных по прочности бетонного изделия в промышленных условиях.

На основе исследования функции степени гидратации от времени показано, что зависимости экспериментальной функции прочности на сжатие от времени тепловой обработки коррелируют с функциями коэффициента гидратации и скорости гидратации от времени тепловой обработки, вычисленными на основе предложенной нестационарной математической модели твердения бетонного изделия.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ушеров-Маршак, А. В. Информационная технология бетона ускоренного твердения / А. В. Ушеров-Маршак, А. Г. Синякин // Бетон и железобетон. 1994. № 6. С. 2–4.

2. Ушеров-Маршак, А. В. «Термобет-М» – информационная технология монолитного бетона / А. В. Ушеров-Маршак, Ю. Б. Гиль, А. Г. Синякин // Бетон и железобетон. 2000. № 4. С. 2–5.
3. Федосов, С. В. Применение методов математической физики для моделирования массо- и энергопереноса в технологических процессах строительной индустрии / С. В. Федосов, А. М. Ибрагимов, А. В. Гуцин // Строительные материалы. 2008. № 4. С. 65–67.
4. Бабицкий, В. В. Прогнозирование характеристик твердеющего тяжелого бетона / В. В. Бабицкий, С. Д. Семенюк, М. С. Бибик // Ресурсоэкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. Вип. 18. Рівне, 2009. С. 3–12.
5. Моделирование набора прочности бетоном при гидратации цемента / С. В. Федосов [и др.] // Строительные материалы. 2011. № 11. С. 38–41.
6. Ge, Zhi. Predicting Temperature and Strength Development of the Field Concrete: Retrospective Theses and Dissertations [Electronic resource] / Zhi Ge // Iowa State University. 2005. Mode of access: <http://www.eng.auburn.edu/files/centers/hrc/930-590-2.pdf>. Date of access: 14.12.2018.
7. Марьямов, Н. Б. Тепловая обработка изделий на заводах сборного железобетона: процессы и установки / Н. Б. Марьямов. М.: Стройиздат, 1970. 272 с.
8. Ахвердов, И. Н. Основы физики бетона / И. Н. Ахвердов. М.: Стройиздат, 1981. 464 с.
9. Аксенчик, К. В. Совершенствование тепловой работы пропарочных камер для тепловлажностной обработки железобетонных изделий / К. В. Аксенчик. Иваново, 2014. 20 с.
10. Красулина, Л. В. Структурные и теплофизические свойства твердеющего бетона / Л. В. Красулина // Наука и техника. 2012. № 2. С. 29–34.
11. Александровский, С. В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменения температуры и влажности с учетом ползучести бетона / С. В. Александровский. М.: НИИЖБ, 2004. 712 с.
12. Адамцевич, А. О. Использование калориметрии для прогнозирования роста прочности цементных систем ускоренного твердения / А. О. Адамцевич, С. А. Пашкевич, А. П. Пустовгар // Инженерно-строительный журнал. 2013. № 3. С. 37–41.

Поступила 20.12.2018

Подписана в печать 22.02.2019

Опубликована онлайн 29.03.2019

REFERENCES

1. Usherov-Marshak A. V., Sinyakin A. G. (1994) Information Technology of Concrete with Accelerated Curing. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete], (6), 2–4 (in Russian).
2. Usherov-Marshak A. V., Gil Yu. B., Sinyakin A. G. (2000) “Termobet-M” – Information Technology of in-Situ Concrete. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete], (4), 2–5 (in Russian).
3. Fedosov S. V., Ibragimov M. A., Gushchin A. V. (2008) Application of Mathematical Physics Methods for Simulation of Mass- and Energy Transfer in Technological Processes of Construction Industry. *Stroitelnye Materialy* [Construction Materials], (4), 65–67 (in Russian).
4. Babitskii V. V., Semenyuk S. D., Bibik M. S. (2009) Forecasting of Characteristics for Hardening Heavy Concrete. *Resursoekonomnii Materiali, Konstruktsii, Budivlita Sporudi: zb. Nauk. Prats'* [Resource Efficient Materials, Structures, Buildings and Installations: Collection of Research Papers]. Rovno, Is. 18, 3–12 (in Russian).
5. Fedosov S. V., Bobylev V. I., Ibragimov A. M., Kozlova V. K., Kokolov A. M. (2011) Modeling of Concrete Strength set at Cement Hydration. *Stroitelnye Materialy* [Construction Materials], (11), 38–41 (in Russian).
6. Ge Zhi (2005) *Predicting Temperature and Strength Development of the Field Concrete*. Retrospective Theses and Dissertations. Iowa State University. 2005. Available at: <https://lib.dr.iastate.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=2729&context=rtd> (Accessed 14 December 2018).
7. Maryamov N. B. (1970) *Heat Treatment of Products at the Plant of Precast Reinforced Concrete: Processes and Installations*. Moscow, Stroyizdat Publ. 272 (in Russian).
8. Akhverdov I. N. (1981) *Fundamentals of Concrete Physics*. Moscow, Stroyizdat Publ. 464 (in Russian).
9. Aksenichik K. V. (2014) *Improvement in Thermal Operation of Steam-Curing Chambers for Hygro-Thermal Treatment of Reinforced Concrete Products*. Ivanovo. 20 (in Russian).
10. Krasulina L. V. (2012) Structural and Thermo-Physical Properties of Hardening Concrete. *Nauka i Tekhnika = Science and Technique*, (2), 29–34 (in Russian).
11. Alexandrovskii S. V. (2004) Calculation of Concrete and Reinforced Concrete Structures for Changes in Temperature and Humidity with Due Account Concrete Creep. Moscow, Research Institute of Reinforced Concrete named after A. A. Gvozdev. 712 (in Russian).
12. Adamtsevich A. O., Pashkevich S. A., Pustovgar A. P. (2013) Use of Calorimetry to Predict Growth of Strength in Cement Systems of Accelerated Curing. *Inzhenerno-Stroitelny Zhurnal = Magazine of Civil Engineering*, (3), 37–41 (in Russian).

Received: 20.12.2018

Accepted: 22.02.2019

Published online: 29.03.2019

<https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-146-154>

УДК 001.891.53 [627.8.034:712.5]

Моделирование процесса изменения уровней в каскаде из двух русловых водохранилищ при пропуске половодья

Канд. физ.-мат. наук, доц. В. В. Верemenюк¹⁾, докт. техн. наук, проф. В. В. Ивашечкин¹⁾, О. В. Немеровец¹⁾

¹⁾Белорусский национальный технический университет (Минск, Республика Беларусь)

© Белорусский национальный технический университет, 2019
Belarusian National Technical University, 2019

Реферат. Последние десятилетия в Республике Беларусь наблюдается тенденция уменьшения стока рек, но параллельно этому увеличивается вероятность наступления паводка. На территории страны большая часть гидротехнических сооружений запроектирована на напор до 15 м. При использовании недостаточно обоснованной методики расчета гидротехнических сооружений на стадии проектирования, неудовлетворительном уровне их технического обслуживания, при отсутствии или недоукомплектованном штате эксплуатационного персонала возникает риск аварии на гидроузле. Опасность существенно возрастает при расположении водохранилищ в каскадах. Одним из примеров такого водохранилища и неслаженной работы обслуживающего персонала может служить гидроузел Меркуловичи Чечерского района Гомельской области. Там при дождевом паводке произошел перелив через гребень земляной плотины, что повлекло частичное разрушение ее тела. В данной статье рассмотрены вопросы прогнозирования таких ситуаций. Предложена упрощенная методика расчета изменения уровня воды в двух водохранилищах при пропуске паводка, основанная на совместном решении дифференциальных уравнений балансов воды в водохранилищах без учета неустановившегося движения по их длине. Предполагается, что при входе в верхнее водохранилище изменение расхода во времени соответствует гидрографу паводка, а изменение расходов во времени на входе в нижележащее водохранилище и на выходе из него соответствует гидрографам сбросных расходов согласно таким графикам управления затворами водосбросов первого и второго водохранилищ, чтобы не допустить перелива через плотину (плотину) водохранилищ. На основании данной методики рассмотрен пример прогнозного расчета уровней в русловом водохранилище Меркуловичи и находящемся ниже пруде при их каскадном расположении в случае пропуска паводка.

Ключевые слова: расход, паводок, водохранилище, каскад, напор, водосброс, уравнение баланса воды, гидрограф паводка

Для цитирования: Верemenюк, В. В. Моделирование процесса изменения уровней в каскаде из двух русловых водохранилищ при пропуске половодья / В. В. Верemenюк, В. В. Ивашечкин, О. В. Немеровец // *Наука и техника*. 2019. Т. 18, № 2. С. 146–154. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-146-154>

Modeling of Process for Level Changes in Cascade of Two Channel Water Reservoirs in Case of Flooding

V. V. Veremenyuk¹⁾, V. V. Ivashechkin¹⁾, O. V. Nemerovets¹⁾

¹⁾Belarusian National Technical University (Minsk, Republic of Belarus)

Abstract. For the last decades in the Republic of Belarus, there is a tendency of decreasing river flow, but at the same time the probability of flood is increasing. Majority of all hydraulic engineering structures on the territory of the Republic of Belarus is projected for a pressure up to 15 m. Risk of an accident at the hydraulic unit appears due to insufficiently substantiated

Адрес для переписки

Ивашечкин Владимир Васильевич
Белорусский национальный технический университет
просп. Независимости, 150,
220014, г. Минск, Республика Беларусь
Тел.: +375 17 267-98-29
fes@bntu.by

Address for correspondence

Ivashechkin Vladimir V.
Belarusian National Technical University
150 Nezavisimosty Ave.,
220014, Minsk, Republic of Belarus
Tel.: +375 17 267-98-29
fes@bntu.by

methodology for calculation of hydraulic engineering structures at the stage of design, unsatisfactory level of their maintenance, absence or understaffing of operational personnel. A danger increases significantly when reservoirs are located in cascades. A hydraulic system in Merkulovichi, Chechersk district, Gomel region can serve as an example of such water reservoir and uncoordinated activity of the operating personnel. While operating the hydraulic unit an overflow occurred through a crest of an earth dam during a rain flood and due to this there was a partial destruction of the dam body. The paper considers problems concerning prediction of such situations. The paper proposes a simplified methodology for calculating changes in water level for two reservoirs during flood discharge and this methodology is based on a joint solution of differential equations of water balances in reservoirs without taking into account unsteady movement along their length. It has been assumed that at the entrance to an upper reservoir discharge change in time corresponds to flood hydrograph, and the change in time at the entrance of a lower reservoir and at its exit corresponds to discharge hydrographs in accordance with such schedules for control of spillway water gates for the first and second reservoirs in order to prevent overflow through dams (dam) of the reservoirs. While using this methodology an example for prediction calculation of levels in Merkulovichi channel reservoir and a lower pond has been considered with their cascading location and in the case of flood discharge.

Keywords: discharge, flood, water reservoir, cascade, pressure, spillway, water balance equation, flood hydrograph

For citation: Veremenyuk V. V., Ivashchkin V. V., Nemerovets O. V. (2019) Modeling of Process for Level Changes in Cascade of Two Channel Water Reservoirs in Case of Flooding. *Science and Technique*. 18 (2), 146–154. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-146-154> (in Russian)

Введение

В соответствии с материалами Международной комиссии по большим плотинам, ежегодно в мире на гидроузлах происходит около 3000 аварий. Значительное число повреждений наблюдается в период прохождения катастрофических половодий и паводков, что связано с неправильными проектно-техническими решениями о пропуске экстремальных расходов и плохой работой эксплуатационных служб [1].

Аварийность низконапорных гидротехнических сооружений (ГТС) (плотины IV класса с напором до 15 м и объемом водохранилища до 50 млн м³) в Российской Федерации выше, чем у высоко- и средненапорных. За последние пять лет в России имели место более 300 аварий ГТС IV класса. Это объясняется неудовлетворительным уровнем их технического обслуживания, отсутствием или недостаточным штатом эксплуатационного персонала, а в ряде случаев – потерей собственника и эксплуатирующей организации [2]. В Республике Беларусь все земляные плотины, согласно [3], относятся к плотинам III и IV классов. В настоящее время эксплуатируется около 150 водохранилищ с объемом более 1 млн м³ [4]. На наиболее крупных водохранилищах требования к обеспечению безопасности удовлетворяются в полной мере, чего нельзя сказать о многочисленной группе менее крупных водохранилищ водохозяйственного комплекса, которые эксплуатируются 40–50 лет и нуждаются в выделении необходимых средств для выполнения ремонтных работ.

Часть водохранилищ соединена в каскады, где при прохождении половодий и паводков

персоналом гидроузлов должна осуществляться слаженная работа по регулированию уровней воды в выше- и нижележащих водохранилищах. Если в этот период не удастся своевременно открыть затворы на нижележащем водохранилище, в нем могут произойти подъем уровней и подтопление водосбросных отверстий вышележащего водохранилища. Истечение станет затопленным, это снизит пропускную способность отверстий, спровоцирует перелив воды через гребень плотины вышележащего водохранилища и приведет к разрушению конструкций.

Известен пример катастрофического разрушения в августе 1975 г. китайской плотины Баньцяо, которая была построена в 50-е гг. прошлого века на реке Жу в провинции Хэнань. Плотины Баньцяо запроектировали с запасом на наводнение (306 мм осадков в день), которое могло произойти раз в тысячелетие. Однако в августе 1975 г. случилось еще более мощное наводнение: за день выпала годовая норма осадков – 1060 мм. В 00:30 8 августа рухнула находящаяся выше по течению плотина Шиманьтань, не выдержавшая двойной перегрузки от давления воды. Еще через полчаса вода начала переливаться через верх плотины Баньцяо. Затем рухнула и она, не выдержав напора воды. В итоге вода из прорвавшегося водохранилища Баньцяо снесла 62 плотины ниже по течению. Всего в результате наводнения погибло 26 тыс. человек.

Дополнительная опасность прорыва напорного фронта возникает на водохранилищах, если автомобильная дорога проходит не по гребню плотины, а по отдельной насыпи, располо-

женной на некотором расстоянии за плотиной. В этой гидравлической схеме имеются два последовательно расположенных водопропускных сооружения: одно – в плотине, второе – в насыпи автодороги. Если водопропускное сооружение автодороги не может пропустить расходы, сбрасываемые из водохранилища при катастрофическом паводке, происходят подтопление отверстий водопропускного сооружения плотины, переполнение водохранилища и перелив через гребень. Такая ситуация имела место на водохранилище Меркуловичи Чечерского района Гомельской области, когда при дождевом паводке произошел перелив через гребень земляной плотины.

Изучению режима изменения уровней в водохранилищах при их каскадном расположении посвящен ряд трудов российских ученых [5–7], которые касаются разработки режимов работы гидроузлов при регулировании каскада крупных водохранилищ на основе проведенных сценариев боковой приточности воды к водохранилищам каскада. Так, решение задач планирования режимов работы гидроузлов Волжско-Камского каскада водохранилищ, включая пропуск весеннего половодья, осуществляется на основе многовариантных расчетов режимов работы гидроузлов каскада для всего диапазона возможных гидрологических условий (прогнозируемых Росгидрометом) с помощью имитационной модели. Программная реализация имитационной математической модели обеспечивает увязку гидравлических расчетов движения воды в водохранилищах с водохозяйственными балансовыми расчетами каскада гидроузлов. Гидравлический блок модели базируется на уравнениях неустановившегося движения. Водохозяйственный блок включает требования и ограничения, содержащиеся в диспетчерских правилах работы гидроузла. Согласование гидравлических расчетов с водохозяйственным блоком осуществляется путем задания для уравнений неустановившегося движения водных масс граничных условий, обусловленных

диспетчерскими правилами регулирования режимов работы гидроузлов и характеристиками пропускной способности сооружений.

Как отмечено в [5–7], для точного решения поставленной задачи необходима подробная информация о поперечниках в расчетных створах водохранилищ, уклонах, коэффициентах шероховатости, которая обычно отсутствует.

Если поперечные сечения русловых водохранилищ многократно превышают размеры поперечных сечений русла реки, то в этих сечениях будут формироваться сравнительно небольшие скорости при заполнении водохранилищ во время паводков, и тогда движение по длине водохранилищ можно считать неравномерным и квазиустановившимся. В этой связи авторами статьи предлагается упрощенная методика расчета изменения уровней воды в двух водохранилищах при пропуске паводка, основанная на совместном решении дифференциальных уравнений балансов воды в водохранилищах без учета неустановившегося движения по их длине. На входе в верхнее водохранилище изменение расхода во времени соответствует гидрографу паводка, а изменение расходов во времени на входе в нижележащее водохранилище и на выходе из него соответствует гидрографам сбросных расходов согласно таким графикам управления затворами водосбросов первого и второго водохранилищ, чтобы не допустить перелива через плотины (плотину) водохранилищ. Это позволяет упростить расчеты и использовать всегда доступную исходную информацию в виде кривых площадей водохранилищ и пропускной способности водосбросных сооружений от напоров.

Основная часть

Рассмотрим каскад из двух водохранилищ, содержащих земляные плотины, оборудованные башенными водосбросными сооружениями в виде башенных водосбросов по одному в каждой плотине (рис. 1).

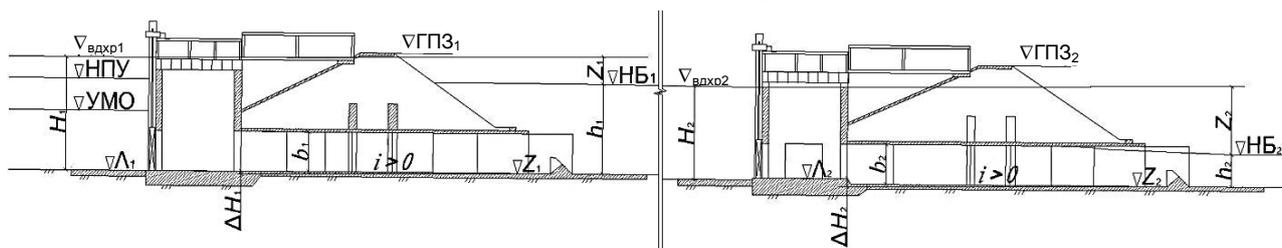


Рис. 1. Схема каскада из двух водохранилищ с земляными плотинами, оборудованными башенными водосбросами

Fig. 1. Scheme of cascade from two water reservoirs with earth dams equipped with tower spillways

В качестве исходных данных для исследования принимаем для первого водохранилища:

1) $\nabla\Lambda_1$ (м) – отметка уровня дна перед входом в трубы первого башенного водосброса;

2) k_1 – количество труб первого башенного водосброса, имеющих прямоугольную форму шириной a_1 (м) и высотой b_1 (м) с коэффициентом расхода μ_1 (предполагается, что a_1 , b_1 , μ_1 одинаковы для всех труб);

3) ∇Z_1 (м) – отметка дна на выходе из этих труб;

4) $\nabla\text{УМО}$ (м) – отметка уровня мертвого объема, $\nabla\text{НПУ}$ (м) – то же нормального подпорного уровня, $\nabla\text{ГПЗ}_1$ (м) – то же гребня земляной плотины.

Для второго водохранилища:

1) $\nabla\Lambda_2$ (м) – отметка уровня дна на входе в трубы второго башенного водосброса;

2) k_2 – количество труб во втором башенном водосбросе прямоугольного сечения шириной a_2 (м) и высотой b_2 (м) с коэффициентом расхода μ_2 ;

3) ∇Z_2 (м) – отметка дна на выходе из этих труб;

4) $\nabla\text{ГПЗ}_2$ (м) – отметка гребня земляной плотины.

Считаем, что все отметки заданы в Балтийской системе высот.

В предпаводковый период уровень воды в первом водохранилище поддерживается на отметке $\nabla\text{УМО}$. В период паводка во входном створе первого водохранилища появляется некоторый дополнительный расход воды $Q_{\text{пав}}(t)$ ($\text{м}^3/\text{с}$) (определение этой функции рассмотрено ниже). Появление этого расхода может привести к тому, что отметки уровней воды $\nabla_{\text{вдхр1}}(t)$ и $\nabla_{\text{вдхр2}}(t)$ в водохранилищах превысят отметки гребней плотин $\nabla\text{ГПЗ}_1$ или $\nabla\text{ГПЗ}_2$, что приведет к переливу воды через гребни и разрушению плотин.

Последовательность расчета прогнозирования появления таких ситуаций описана в подразделах 1–5.

Система уравнений баланса воды в каскаде из двух водохранилищ

Основу расчета отметок уровня воды $\nabla_{\text{вдхр1}}(t)$ и $\nabla_{\text{вдхр2}}(t)$ в каскаде из двух водохранилищ при пропуске паводка предлагается искать с использованием системы уравнений баланса воды в водохранилище, которая имеет вид:

$$\begin{cases} \frac{dH_1}{dt} \Omega_1 = Q_{\text{пав}}(t) - Q_{\text{вых1}}(t, H_1, H_2); \\ \frac{dH_2}{dt} \Omega_2 = Q_{\text{вых1}}(t, H_1, H_2) - Q_{\text{вых2}}(t, H_1, H_2), \end{cases} \quad (1)$$

где $H_k = H_k(t) = \nabla_{\text{вдхрк}}(t) - \nabla\Lambda_k$ – напор воды на входе в трубы башенных водосбросов в k -м ($k = 1$ или $k = 2$) водохранилище; $\Omega_k = \Omega_k(H_k)$ – площадь зеркала k -го водохранилища в зависимости от напора в нем, м^2 ; $Q_{\text{пав}}(t)$ – расчетный расход паводка во входном створе первого водохранилища, $\text{м}^3/\text{с}$; $Q_{\text{вых1}}(t, H_1, H_2)$ – расход в створе водосбросных сооружений первого водохранилища, $\text{м}^3/\text{с}$; $Q_{\text{вых2}}(t, H_1, H_2)$ – то же второго водохранилища, $\text{м}^3/\text{с}$.

Для первого водохранилища использовано уравнение баланса воды при поступлении в него расхода воды паводка $Q_{\text{пав}}(t)$ [8]. Система (1) представляет собой обобщение на случай двух связанных друг с другом водохранилищ.

Решив (1) при заданных начальных значениях напоров $H_k(0) = H_{0k}$ предположительной сработки, можно построить графики изменения напоров $H_k = H_k(t)$ в каждом из водохранилищ, позволяющие определить опасность переполнения водохранилищ (превышение отметок НПУ и ГПЗ).

Предварительно выполняем ряд действий, необходимых для использования системы (1). Это будет описано ниже. Рассмотрим также пример расчета водохранилища в д. Меркуловичи Чечерского района Гомельской области, в нижнем бьефе которого размещено водохранилище (пруд), по плотине которого проходит автомобильная дорога.

Определение зависимости площади зеркала каждого водохранилища от напора

Отметим, что не существует общепринятых методик теоретического определения таких зависимостей для абстрактного водохранилища, поскольку для этого требуется учет огромного количества параметров, описывающих водохранилище и его берега. Поэтому для того, чтобы достаточно точно учесть особенности конкретного водохранилища, предлагается применять эмпирические формулы, которые трудно получить, используя известные проектные данные по водохранилищу и метод наименьших квадратов. Сказанное поясним на примере двух водохранилищ в д. Меркуловичи.

Площадь водной поверхности Ω_1 (га) первого водохранилища в д. Меркуловичи в зависимости от напора $H_1 = \nabla_{\text{вдхр1}}(t) - \nabla\Lambda_1$ (м) была задана в виде проектных данных (табл. 1).

Зависимость площади зеркала водохранилища от напора

Dependence of reservoir surface area on pressure

Ω_1 , га	7,00	16,50	27,50	38,20	49,00	60,00	69,70	74,00	77,00	79,20	82,00	85,00	88,00
H_1 , м	1,88	2,13	2,38	2,63	2,88	3,13	3,38	3,63	3,88	4,13	4,38	4,63	4,88

После обработки табличных данных методом наименьших квадратов получили эмпирическую формулу

$$\Omega_1 = 54,2 + 156,4e^{\frac{-7,5}{H_1}} - 70 \cdot (0,98)^{e^{1,5H_1}}. \quad (2)$$

Максимальная относительная ошибка этой формулы в сравнении с эмпирическими значениями из табл. 1 равна 3,1 %, максимальная абсолютная погрешность – 1,4 га, причем при напоре $H_1 > \nabla \text{НПУ} - \nabla \Lambda_1$ (что важно при исследовании при пропуске паводка) значения таких ошибок равны соответственно 0,85 % и 0,70 га. Это свидетельствует о том, что выражение (2) можно считать приемлемым для определения площади Ω_1 поверхности зеркала водохранилища в зависимости от напора H_1 . Зависимость площади зеркала водохранилища от напора по (2) приведена на рис. 2.

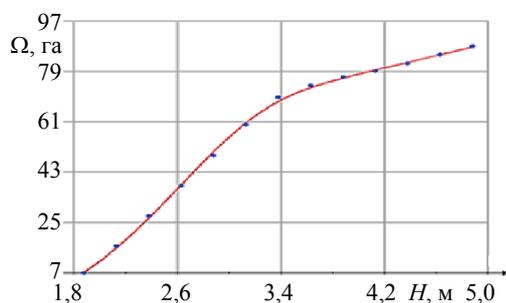


Рис. 2. Зависимость площади зеркала водохранилища от напора, полученная по данным табл. 1

Fig. 2. Dependence of reservoir surface area on pressure obtained according to tab. 1 data

В связи с отсутствием данных для площади зеркала водохранилища можно считать, что при малых напорах ($H_1 < 1,88$) связь между H_1 и Ω_1 – линейная, соединяющая точки (0; 0) и (1,88; 7), т. е. $\Omega_1 = 7H_1/1,88$.

Для второго водохранилища по проектным данным была подобрана формула

$$\Omega_2 = -6,88 - 6,17 \ln^4(1 + H_2) + 5,044H_2^{1,66}.$$

Максимальная относительная ошибка этой формулы в сравнении с эмпирическими значениями меньше 1 %.

Расходы в створах водосбросных сооружений

Учитывая, что водосбросным сооружением исследуемого водохранилища является башенный водосброс, предлагается расход $Q_{\text{вых}_1}(t, H_1, H_2)$ рассчитывать следующим образом [9]:

$$Q_{\text{вых}_1}(t, H_1, H_2) = k_1 \mu_1 \omega_1 \sqrt{2g(\nabla_{\text{вдхр}_1} - \nabla \text{НБ}_1)}, \quad (3)$$

где k_1 – число открытых отверстий; μ_1 – коэффициент расхода; $\omega_1 = a_1 b_1$ – площадь поперечного сечения трубы; $\nabla_{\text{вдхр}_1}$ – отметка воды в первом водохранилище; $\nabla \text{НБ}_1$ – отметка уровня в нижнем бьефе по отношению к этому водохранилищу.

Если рассматривать относительные величины $H_1 = \nabla_{\text{вдхр}_1} - \nabla \Lambda_1$ и $h_1 = \nabla \text{НБ}_1 - \nabla Z_1$, то (3) можно записать в виде

$$Q_{\text{вых}_1} = k_1 \mu_1 \omega_1 \sqrt{2g(Z_1 + \Delta H_1)}, \quad (4)$$

где $Z_1 = H_1 - h_1$, $\Delta H_1 = \nabla \Lambda_1 - \nabla Z_1$ – разность отметок входа в трубу и выхода из нее, когда труба имеет уклон.

Глубина h_1 в нижнем бьефе первого водохранилища является функцией от расхода $Q_{\text{вых}_1}$, который поступает в нижний бьеф. Если в наличии имеется достаточное количество опытных данных (хотя бы 6–8 пар) о связи h_1 и $Q_{\text{вых}_1}$ для водохранилища, то аналитический вид зависимости $h_1 = f(Q_{\text{вых}_1})$ можно найти, используя метод наименьших квадратов. Если таких данных мало или их совсем нет, то поступаем по следующему алгоритму.

При малых постоянных расходах $Q_{\text{вых}_1}$ (а они таковыми будут в период предполоводной сработки, когда входной поток $Q_{\text{вход}}(t) \equiv Q_0$, необходимый для поддержания напора в первом водохранилище на уровне УМО и в самые первые часы наступления половодья) зависимость $h_1 = f(Q_{\text{вых}_1})$ находим исходя из формулы Шези [9]

$$Q_{\text{вых}_1} = \frac{\sqrt{i_1}}{n_1} \omega_{\text{трап}_1} R_1^{2/3}, \quad (5)$$

где i_1 – уклон русла за трубой; n_1 – шероховатость дна на выходе; R_1 – гидравлический радиус живого сечения трапецеидального русла за трубой, глубина в котором равна h_1 ; $\omega_{\text{трап}_1}$ – площадь живого сечения.

Когда входной поток $Q_{\text{пав}}(t)$ нарастает и, соответственно, начинает расти $Q_{\text{вых}_1}$, то начинает расти напор H_2 во втором водохранилище. Если этот напор превышает значение $h_1 = f(Q_{\text{вых}_1})$, найденное с использованием (5) или по опытным данным, то принимаем $h_1 = H_2$.

Аналогично поступаем с башенным водосбросом во втором водохранилище. Расход $Q_{\text{вых}_2}(t, H_1, H_2)$ рассчитываем следующим образом:

$$Q_{\text{вых}_2}(t, H_1, H_2) = k_2 \mu_2 \omega_2 \sqrt{2g(\nabla_{\text{вдхр}_2} - \nabla \text{НБ}_2)}, \quad (6)$$

где k_2 – число открытых отверстий; μ_2 – коэффициент расхода; ω_2 – площадь поперечного сечения трубы; $\nabla_{\text{вдхр}_2}$ – отметка воды во втором водохранилище; $\nabla \text{НБ}_2$ – отметка уровня в нижнем бьефе по отношению к этому водохранилищу.

Если $H_2 = \nabla_{\text{вдхр}_2} - \nabla \Lambda_2$ и $h_2 = \nabla \text{НБ}_2 - \nabla Z_2$, то формулу (6) можно записать в виде

$$Q_{\text{вых}_2} = k_2 \mu_2 \omega_2 \sqrt{2g(Z_2 + \Delta H_2)}, \quad (7)$$

где $Z_2 = H_2 - h_2$, $\Delta H_2 = \nabla \Lambda_2 - \nabla Z_2$ – разность отметок входа в трубу и выхода из нее, когда труба имеет уклон.

Глубина h_2 в нижнем бьефе второго водохранилища является функцией от расхода $Q_{\text{вых}_2}$, который поступает в его нижний бьеф. Поскольку водосброс второго водохранилища выходит в русло реки (и дополнительного напора не возникает), то зависимость $h_2 = f(Q_{\text{вых}_2})$ определяем исходя из уравнения Шези [9]

$$Q_{\text{вых}_2} = \frac{\sqrt{i_2}}{n_2} \omega_{\text{трап}_2} R_2^{2/3}, \quad (8)$$

где i_2 – уклон русла за трубой (принято $i = 0,0009$); n_2 – шероховатость дна на выходе;

R_2 – гидравлический радиус живого сечения трапецеидального русла за трубой, глубина в котором равна h_2 ; $\omega_{\text{трап}_2}$ – площадь живого сечения.

Начальные условия для решения системы уравнений (1)

Начальные условия для системы (1) находим исходя из предположения, что на обоих водохранилищах происходит предполоводная сработка так, что при этом пропускается постоянный расход воды Q_0 , при котором в первом водохранилище поддерживается постоянный напор H_{0_1} в районе уровня УМО. Это возможно, если Q_0 пропускают водосбросы обоих водохранилищ. Тогда, согласно (4), имеем уравнение

$$Q_0 = k_1 \mu_1 \omega_1 \sqrt{2g(Z_1 + \Delta H_1)}, \quad (9)$$

где $Z_1 = H_{0_1} - h_1$; h_1 – определяется или по найденной эмпирической зависимости $h_1 = f(Q_0)$, или из уравнения (5), которое примет вид

$$Q_0 = \frac{\sqrt{i_1}}{n_1} \omega_{\text{трап}_1} R_1^{2/3}. \quad (10)$$

Задавая требуемый напор $H_{0_1} \approx H_{\text{УМО}}$ и решая уравнения (9), (10), находим Q_0 , так что будет выполняться сформулированное выше предположение о предполоводной сработке. Поскольку расход Q_0 должен проходить и через водосброс второго водохранилища, то из (7) находим начальный напор во втором водохранилище

$$H_{0_2} = \frac{1}{2g} \left(\frac{Q_0}{k \mu_2 \omega_2} \right)^2 - \Delta H_2 + h_2, \quad (11)$$

где h_2 – находится из (8) при левой части $Q_{\text{вых}_2} = Q_0$.

Надо отметить, что если значения Q_0 , H_{0_1} и H_{0_2} выбраны так, как это указано выше, то пара функций $H_1(t) \equiv H_{0_1}$ и $H_2(t) \equiv H_{0_2}$ представляет собой стационарное решение системы (1), в которой взято $Q_{\text{пав}}(t) \equiv Q_0$.

Моделирование расхода $Q_{\text{пав}}(t)$ во входном створе первого водохранилища

На равнинных реках территории Республики Беларусь, а также на близлежащих территориях соседних стран чаще всего бывают одновершинные гидрографы половодий, и их рассчитывают по уравнению [10, с. 32]

$$Q_{\text{пав}}(t) = Q_0 + Q_{\text{max}} \cdot 10^{-a \frac{(1-x)^2}{x}}, \quad (12)$$

где Q_0 – расход предполоводной сработки; $x = t/t_n$; t_n – условная продолжительность подъема половодья; a – параметр, зависящий от коэффициента формы гидрографа λ^* , функционально связанного с коэффициентом несимметричности гидрографа K_s ; Q_{max} – максимальный расход при наводнении, вероятность наступления которого в столетний период составляет p -% (значение p задается).

Методика нахождения всех необходимых параметров для (12) описана в [10–12].

Итак, чтобы определить напоры $H_1(t)$ и $H_2(t)$ в водохранилищах при паводке, который описывается гидрографом $Q_{\text{пав}}(t)$, надо выполнить действия, описанные в подразделах 2 и 5, и найти начальные значения Q_0 , H_{01} и H_{02} , как это описано в подразделе 4. Затем решить систему (1) с учетом подраздела 3. Описанная задача не допускает точного решения. Ее приближенное решение можно искать, например, методом Рунге – Кутта.

Пример расчета

Рассмотрим пример расчета водохранилища в д. Меркуловичи Чечерского района Гомельской области, в нижнем бьефе которого размещен пруд, образованный насыпью автомобильной дороги.

Значения основных параметров для первого водохранилища следующие: $\nabla \Lambda_1 = 142,12$ м; $k_1 = 3$; $a_1 = 1,5$ м; $b_1 = 2,2$ м; $\mu_1 = 0,62$; $\nabla Z_1 = 141,36$ м; $\nabla \text{УМО} = 145,5$ м; $\nabla \text{НПУ} = 146,9$ м; $\nabla \text{ГПЗ}_1 = 147,7$ м. В нижнем бьефе первого водохранилища (данные для подраздела 3): $i_1 = 0,0007$; $n_1 = 0,035$; ширина трапецидального русла $b = 5$ м; угол наклона берега α , $\text{ctg} \alpha = 3$.

Значения основных параметров для второго водохранилища следующие: $\nabla \Lambda_2 = 141,29$ м; $k_2 = 3$; $a_2 = 1,6$ м; $b_2 = 2,0$ м; $\mu_2 = 0,62$; $\nabla Z_2 = 141,0$ м; $\nabla \text{ГПЗ}_2 = 147,15$ м. В нижнем бьефе второго водохранилища (данные для подраздела 3): $i_2 = 0,0007$; $n_2 = 0,035$; ширина трапецидального русла $b = 5$ м; угол наклона берега α , $\text{ctg} \alpha = 3$.

Для площади зеркала первого водохранилища была использована формула (2).

Расчеты по методике [10] показали, что в (12) для паводка следует взять $a = 0,72$ и с 1%-м уровнем вероятности превышения $Q_{\text{max}} = 27,36$ м³/с, условная продолжительность подъема половодья $t_n = 3,9$ дней, общая продолжительность паводка $T_{\text{пав}} = 32$ дня.

Предполагается, что работа водосбросов организуется следующим образом. Вначале на первом водосливе работает первая труба. Затем при увеличении напора H_1 до величины $H_{\text{УМО}} = 144,75 - \nabla \Lambda_1 = 2,63$ м на этапе подъема паводка включается вторая труба, при увеличении напора H_1 до $H_{\text{НПУ}} = 145,5 - \nabla \Lambda_1 = 3,38$ м на этапе подъема паводка включается третья труба. При уменьшении напора до $H_{\text{НПУ}}$ на этапе снижения паводка третья труба выключается, а при уменьшении напора до $H_{\text{УМО}}$ отключается вторая труба. На водосбросе второго водохранилища предполагается, что работают три трубы.

Начальный напор в первом водохранилище принят $H_{01} = 2,55$ м $\approx \nabla \text{УМО} - \nabla \Lambda_1$. По методике, изложенной в подразделе 4, найдены начальный расход $Q_0 = 12$ м³/с и начальный напор $H_{02} = 1,07$ м.

На рис. 3–5 под № 1 изображен график напора H_1 в первом водохранилище, под № 2 – график напора H_2 во втором водохранилище; $H_{\text{crit}} = \nabla \text{ГПЗ}_1 - \nabla \Lambda_1 = 5,58$ м. Для рис. 3 вычисления организованы, как это было описано выше (на третьем водосбросе открыты три трубы, а на первом водосбросе трубы включаются при превышении определенных значений). Для рис. 4 – все то же самое, только во втором водосбросе открыты две трубы. Отметим, что тогда напор во втором водохранилище увеличивается, и это ведет к уменьшению производи-

тельности труб на первом водосбросе и, соответственно, к увеличению напора H_1 (подраздел 3). К тому же дополнительные трубы на первом водосбросе должны быть открыты дольше.

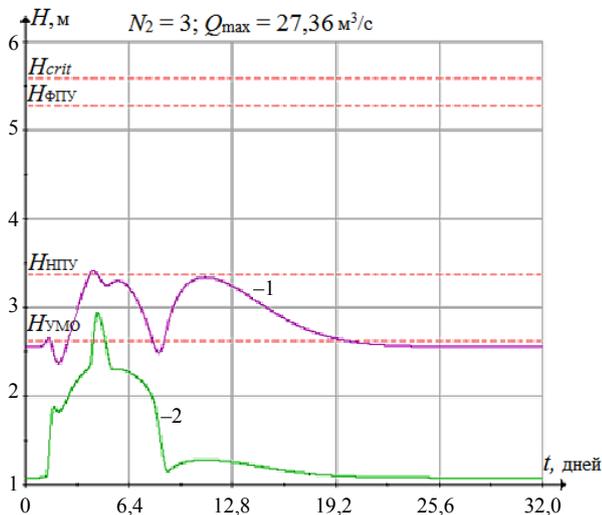


Рис. 3. Напоры в водохранилищах при трех открытых трубах на втором водосбросе ($N_2 = 3$)

Fig. 3. Pressures in water reservoirs with three open pipes at the second spillway ($N_2 = 3$)

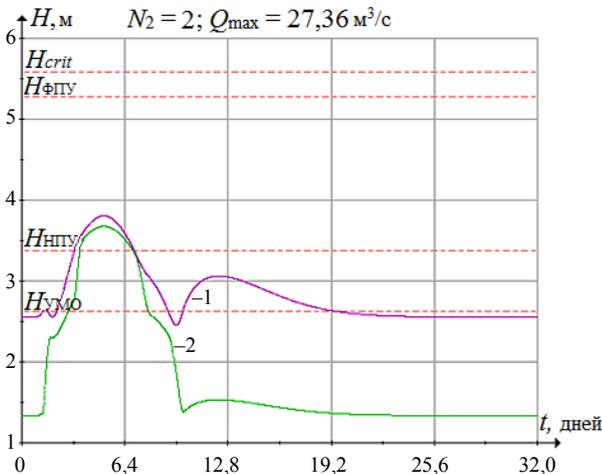


Рис. 4. Напоры в водохранилищах при двух открытых трубах на втором водосбросе ($N_2 = 2$)

Fig. 4. Pressures in water reservoirs with two open pipes at the second spillway ($N_2 = 2$)

На рис. 5 показаны результаты расчета напоров по схеме для рис. 3, но с большим максимальным расходом паводка ($Q_{\max} = 43 \text{ м}^3/\text{с}$). Видно, что и в таком экстремальном случае при нормальной организации работы ничего катастрофического не произойдет.

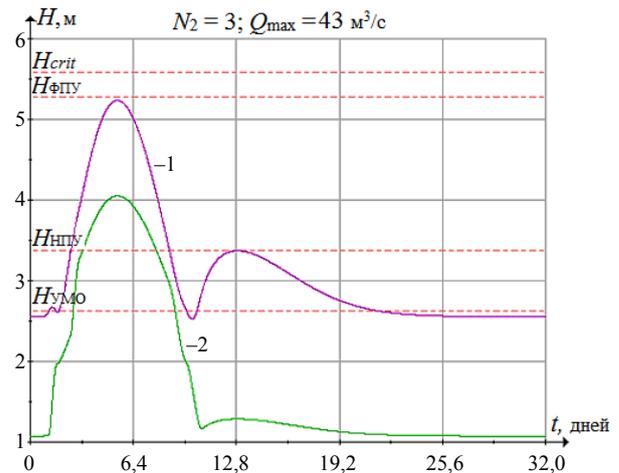


Рис. 5. Напоры в водохранилищах при трех открытых трубах на втором водосбросе с экстремально большим расходом паводка

Fig. 5. Pressures in water reservoirs with three open pipes at the second spillway with extremely high flow discharge

ВЫВОДЫ

1. Предложена упрощенная методика расчета изменения уровней воды в двух водохранилищах при пропуске паводка, основанная на совместном решении дифференциальных уравнений балансов воды в водохранилищах без учета неустановившегося движения по их длине. На входе в верхнее водохранилище изменение расхода во времени соответствует гидрографу паводка, а изменение расходов во времени на входе в нижележащее водохранилище и на выходе из него соответствует гидрографам сбросных расходов. Методика расчета позволяет подобрать графики управления затворами водосбросов первого и второго водохранилищ, не допускающими перелива через плотины (плотину) водохранилищ.

2. Рассмотрен пример прогнозного расчета уровней в русловом водохранилище Меркуловичи (д. Меркуловичи Чечерского района Гомельской области) и нижележащем пруде при их каскадном расположении при пропуске паводка.

ЛИТЕРАТУРА

- Малик, Л. К. Факторы риска повреждения гидротехнических сооружений: проблемы безопасности / Л. К. Малик // Проблемы безопасности. Минск: Наука, 2005. 354 с.

2. Обеспечение безопасности и надежности низконапорных гидротехнических сооружений / В. Н. Щедрин [и др.]. Новочеркасск: РосНИИПМ, 2016. 283 с.
3. Гидротехнические сооружения. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.04-169–2009 (02250). Введ. 30.12.2009. Минск: Минстройархитектуры, 2011. 74 с.
4. Водоохранилища Беларуси: справ. / В. Н. Счисленок [и др.]. Минск, 2005. 183 с.
5. Совершенствование управления каскадом волжских водохранилищ на основе гидродинамических моделей и ГИС-технологий / В. Н. Счисленок [и др.] // Мелиорация и водное хозяйство. 2002. № 2. С. 8–12.
6. Беднарук, С. Е. О планировании мероприятий по снижению риска ущербов от наводнений / С. Е. Беднарук // Безопасность энергетических сооружений: сборник, Москва. 2003. Вып. 11. С. 407–414.
7. Беднарук, С. Е. Опыт управления каскадом волжско-камских водохранилищ с использованием имитационных математических моделей в период весеннего половодья [Электронный ресурс] / С. Е. Беднарук, Ю. Г. Мотовилов // Управление водно-ресурсными системами в экстремальных условиях: сб. статей Междунар. конф., Москва, 4–5 июня 2008 г. М., 2008. 1 электрон. опт. диск (CD-ROM).
8. Гидрология и гидротехнические сооружения / Г. Н. Смирнов [и др.]; под ред. Г. Н. Смирнова. М.: Высш. шк., 1988. 472 с.
9. Киселев, П. Г. Справочник по гидравлическим расчетам / П. Г. Киселев, А. Д. Альтшуль, Н. В. Данильченко; под ред. П. Г. Киселева. М., Энергия, 1972. 312 с.
10. Расчетные гидрологические характеристики. Порядок расчета: ТКП 45-3.04-168–2010 (02250). Введ. 30.12.2009. Минск: Минстройархитектуры, 2010. 55 с.
11. Ресурсы поверхностных вод СССР. В 20 т. / под ред. В. В. Куприянова. Л.: Гидрометеиздат, 1966. Т. 5: Белоруссия и Верхнее Поднепровье. Ч. 1, 2: Основные гидрологические характеристики. 720 с.
12. Прогноз уровней в Вилейском водохранилище при пропуске расходов половодья / В. В. Ивашечкин [и др.] // Вестник БрГТУ. Сер. Водохозяйственное строительство, теплоэнергетика и геоэкология. 2017. № 2. С. 57–61.
Поступила 10.07.2018
Подписана в печать 12.09.2018
Опубликована онлайн 29.03.2019
3. Technical Code of Common Practice 45-3.04-169–2009 (02250). *Hydrotechnical Structures. Structural Design Code*. Publishing House of Ministry of Architecture and Construction, 2011. 74 (in Russian).
4. Schislenok V. N., Rutkovskii P. P., Yurevich R. A., Sirotenko V. I., Frolova O. E., Kalinin M. Yu. (2005) *Water Reservoirs of Belarus. Reference Book*. Minsk, Polygraph Combine. 183 (in Russian).
5. Shcherbakov A. O., Talyzov A. A., Rummyantsev I. S., Pruchkin S. I., Buber A. L. (2002) Improvement in Management of Volga Water Reservoir Cascade on the Basis of Hydrodynamic Models and GIS-technologies. *Melioratsiya i Vodnoye Khozyaystvo = Melioration and Water Management*, (2), 8–12 (in Russian).
6. Bednaruk S. E. (2003) On Planning Measures to Reduce Risk of Flood Damage. *Bezopasnost' Energeticheskikh Sooruzhenii: Sbornik* [Safety of Power Engineering Installations: Collected Book]. Moscow, 11, 407–414 (in Russian).
7. Bednaruk S. E., Motovilov Yu. G. (2008) Experience in Management of the Volga-Kama Water Reservoir Cascade while Using Imitation Mathematical Models During Spring Flood. *Upravlenie Vodno-Resursnymi Sistemami v Ekstremal'nykh Usloviyakh: Sbornik Statei Mezhdunar. Konf. Moskva, 4–5 Iyun. 2008 g.* [Management of Water-Resource Systems in Extreme Conditions: Proceedings of International Conference. Moscow, June 4–5, 2008]. Moscow, 2008. CD-ROM
8. Smirnov G. N., Kurlovich E. V., Vitreshko I. A., Mal'gina I. A. (1988) *Hydrology and Hydrotechnical Structures*. Moscow, Vysshaya Shkola Publ. 472 (in Russian).
9. Kiselev P. G., Al'tshul' A. D., Danil'chenko N. V. (1972) *Reference Book on Hydraulic Calculations*. Moscow, Energiya Publ. 312 (in Russian).
10. Technical Code of Common Practice] 45-3.04-168–2010 (02250). *Estimated Hydrological Characteristics. Procedure for Calculation*. Minsk, Publishing House of Ministry of Architecture and Construction, 2010. 55 (in Russian).
11. Kupriyanov V. V. (ed.). (1966) *Resources of USSR Surface Waters. Vol. 5: Belarus and Verkhne Podneprovie. Parts 1, 2: Main Hydrological Characteristics*. Leningrad, Gidrometeoizdat Publ. 720 p.
12. Ivashchkin V. V., Veremenyuk V. V., Kruglov G. G., Anatsko Ya. Ya., Soldatenko Ya. A. (2017) Forecasting of Levels in the Vileyskoye Water Reservoir During Flood Capacity Pass. *Vestnik Brestskogo Gosudarstvennogo Tekhnicheskogo Universiteta. Vodokhozyaistvennoe Stroitel'stvo, Teploenergetika i Geoekologiya* [Vestnik of Brest State Technical University. Water Engineering, Heating Engineering and Environmental Geology], (2), 57–61 (in Russian).

REFERENCES

1. Malik L. K. (2005) *Risk Factors for Damage of Hydro-Technical Structures. Safety Problems*. Minsk, Nauka Publ. 354 (in Russian).
2. Shchedrin V. N., Kosichenko Yu. M., Baklanova D. V., Baev O. A., Mikhailov E. D. (2016) *Ensuring Safety and Reliability of Low-Pressure Hydro-Technical Structures*. Novocherkassk, Russian Scientific Research Institute of Melioration Problems. 283 (in Russian).

Received: 10.07.2018
Accepted: 12.09.2018
Published online: 29.03.2019

<https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-155-163>

УДК 691.618.92

Сравнительная оценка результатов испытаний бетонных балок с композитной арматурой и расчетных данных

Н. В. Бегунова¹), докт. экон. наук, проф. В. П. Грахов¹), В. Н. Возмищев²), канд. пед. наук, доц. Ю. Г. Кислякова¹)

¹)Ижевский государственный технический университет имени М. Т. Калашникова (Ижевск, Российская Федерация),

²)ООО «КомАР» (г. Сарапул, Российская Федерация)

© Белорусский национальный технический университет, 2019
Belarusian National Technical University, 2019

Реферат. Приведены результаты исследования образцов бетонных балок, армированных полимерной композитной арматурой производства ООО «КомАР». Цель исследований – определение прочности, жесткости и трещиностойкости балок с полимерной композитной арматурой, различными схемами армирования и их сравнение с расчетными данными. Испытания выполнялись в соответствии с требованиями нормативных документов по расчетной схеме с двумя точками приложения нагрузки $P_1 = P_2$. Принятая схема чистого изгиба применяется в лабораторных условиях для информативности вычисленных результатов и получения максимальных усилий в растянутой зоне изгибаемых элементов. Приведено сравнение данных, полученных в результате испытаний, с расчетными по документу СП 295.1325800.2017 «Конструкции бетонные, армированные полимерной композитной арматурой. Правила проектирования», в основу которого заложен принцип проектирования бетонных конструкций, армированных металлической арматурой. В связи с тем, что композитная арматура по ряду показателей заметно отличается от металлической, ранее были проведены сравнительные испытания бетонных балок, армированных металлической и композитной арматурами. Данные исследования необходимы для понимания работы конструкций и возможности их применения в объектах капитального строительства. При расчете балок по I группе предельных состояний выявлено превышение прочности по наклонным сечениям на действия поперечных сил над фактической, по II группе – необходимость внесения изменений в порядок расчета ширины раскрытия трещин для приближения расчетных данных к показателям, полученным в результате испытаний, и порядок расчета прогибов.

Ключевые слова: полимерная композитная арматура, изгибающий момент, трещиностойкость, прогиб, ширина раскрытия трещин, расчет по нормам

Для цитирования: Сравнительная оценка результатов испытаний бетонных балок с композитной арматурой и расчетных данных / Н. В. Бегунова [и др.] // *Наука и техника*. 2019. Т. 18, № 2. С. 155–163. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-155-163>

Comparative Evaluation of Results on Test of Concrete Beams with Fiberglass Rebar and Calculated Data

N. V. Begunova¹), V. P. Grahov¹), V. N. Vozmishchev²), J. G. Kislyakova¹)

¹)Kalashnikov Izhevsk State Technical University (Izhevsk, Russian Federation),

²)LLC “KomAR” (Sarapul, Russian Federation)

Abstract. The paper presents results of the study for samples of concrete beams reinforced with fiberglass rebar produced by LLC “KomAR”. The aim of the study is to determine strength, stiffness and crack resistance of beams with fiberglass rebar,

Адрес для переписки

Бегунова Наталья Васильевна
Ижевский государственный технический университет
имени М. Т. Калашникова
ул. Студенческая, 42,
426069, г. Ижевск, Российская Федерация
Тел.: +79 127 68-49-95
tysiakia@gmail.com

Address for correspondence

Begunova Natalia V.
Kalashnikov Izhevsk State
Technical University
42 Studencheskaya str.,
426069, Izhevsk, Russian Federation
Tel.: +79 127 68-49-95
tysiakia@gmail.com

various reinforcement schemes and their comparison with calculated data. Tests have been carried out in accordance with the regulatory requirements for a design scheme with two points of load application $P_1 = P_2$. The adopted scheme of pure bending is used in the laboratory for informativeness of the obtained results and getting maximum efforts in a stretched zone of bent elements. A comparison has been made of the data obtained as a result of tests with the ones which have been calculated according to the document SP (Construction Rules) 295.1325800.2017 "Concrete structures reinforced with polymer composite reinforcement. Design rules", this document is based on the design principle of concrete structures reinforced with metal reinforcement. Due to the fact that composite fittings significantly differ from metal fittings in a number of indicators, comparative tests of concrete beams reinforced with metal and composite fittings have been carried out earlier. Data of the investigations are necessary for understanding behavior of structures and possibility of their application in the objects of capital construction. An excess of inclined section strength on the action of transverse forces over an actual one has been revealed when calculating concrete beams according to the I group of limiting states. While making calculations for the II group of limiting states, the need has been revealed to make changes in the procedure for calculating width of crack opening in order to approximate the calculated data to the data obtained as a result of tests and a procedure for calculating deflections.

Keywords: fiberglass rebar, bending moment, crack resistance, deflection, width of crack opening, standard-based calculation

For citation: Begunova N. V., Grahov V. P., Vozmishchev V. N., Kislyakova J. G. (2019) Comparative Evaluation of Test Results of Concrete Beams with Fiberglass Rebar and Calculated Data. *Science and Technique*. 18 (2), 155–163. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-155-163> (in Russian)

Введение

Недостатком стальной арматуры является ее подверженность коррозии при взаимодействии с солями во влажных и агрессивных средах. В процессе коррозии стальная арматура, увеличиваясь в объеме, повышает растягивающие напряжения на бетон, что приводит к появлению трещин, пустот и, как следствие, к дальнейшему и ускоренному ухудшению свойств стали и бетона. Сталь не устойчива к коррозии и очень быстро ржавеет. Поэтому требуются дорогостоящий ремонт и обслуживание железобетонных конструкций. Кроме того, поскольку стальная арматура является проводником электрических и магнитных полей, ее использование в бетонных конструкциях электроэнергетики, медицинских учреждений, а также в ядерной энергетике нежелательно. Стеклопластиковая арматура все чаще находит применение в бетонных конструкциях благодаря высокой устойчивости к коррозии, высокому пределу прочности, устойчивости к электрическим и магнитным полям, хорошей усталостной прочности, легкости обработки, незначительным затратам на обслуживание, более низкой стоимости транспортировки, простой резке и достаточному сцеплению с бетоном [1].

Для сравнения прочностных характеристик балок, армированных композитной арматурой, с балками, армированными металлической арматурой, были проведены испытания. Разрушение балок, армированных композитной арматурой, произошло по наклонным сечениям ввиду их повышенной деформативности и больших прогибов.

Подробные результаты испытаний балок, армированных композитной арматурой (БК1), и их сравнение с результатами испытаний железобетонных балок (БЖ) с аналогичным армированием металлической арматурой приведены в [2–4]. Для исключения разрушений балок по наклонным сечениям созданы образцы с другим видом армирования и проведены дополнительные исследования.

В 2018 г. введен нормативный документ по проектированию конструкций, армированных композитной арматурой СП 295.1325800.2017 «Конструкции бетонные, армированные полимерной композитной арматурой. Правила проектирования» [5]. В основу документа заложен принцип проектирования бетонных конструкций, армированных металлической арматурой. В связи с тем, что композитная арматура по ряду показателей значительно отличается от металлической, были проведены сравнительные испытания бетонных балок, армированных металлической и композитной арматурами. Кроме того, выполнено сравнение полученных данных в результате испытаний с расчетными, согласно нормативному документу. Данные исследования необходимы для понимания работы конструкций и возможности их применения в объектах капитального строительства.

Основные положения

Для проведения опытов изготовлены семь балок идентичной длины и сечения с четырьмя видами армирования. Длина образцов 2980 мм, размеры сечения прямоугольной формы 250×220 мм.

Балки изготовлены в ООО «Завод железобетонных изделий» (г. Ижевск) из тяжелого бетона марки В20 (фактически по результатам испытаний контрольных образцов – бетон марки В25) и армировали композитной арматурой (АСК) производства ООО «КомАР» (г. Са-

рапул). Испытания проводили в лаборатории «Мосты и другие искусственные сооружения» («МиДИС») Казанского государственного архитектурно-строительного университета. Схемы армирования образцов бетонных балок представлены в табл. 1.

Таблица 1

Схемы армирования образцов бетонных балок
Reinforcement scheme for concrete beam specimen

Схема армирования балки БК (образцы № 1, 2, 3)	
Схема армирования балки БВ (образцы № 4, 5)	
Схема армирования балки БА (образец № 6)	
Схема армирования балки БГ (образец № 7)	

Образцы № 1, 2, 3 (балки БК) армированы стержнями: Ø12 мм – нижняя продольная арматура; Ø10 мм – верхняя продольная и поперечная арматура. Коэффициент армирования продольной растянутой арматурой $\mu_f = 1,16\%$.

Образцы № 4, 5 (балки БВ) армированы стержнями: Ø8 мм – нижняя продольная арматура; Ø8 мм – верхняя продольная и Ø8 мм – поперечная арматура. Коэффициент армирования продольной растянутой арматурой $\mu_f = 0,27\%$.

Образец № 6 (балка БА) армирован стержнями: Ø6 мм – нижняя продольная арматура; Ø6 мм – верхняя продольная; Ø6 мм – поперечная арматура. Коэффициент армирования продольной растянутой арматурой $\mu_f = 0,44\%$.

Образец № 7 (балка БГ) армирован в растянутой зоне стержнями: Ø8 и Ø6 мм – нижняя продольная арматура; Ø6 мм – верхняя продольная; Ø6 мм – поперечная арматура. Коэффициент армирования продольной растянутой арматурой $\mu_f = 0,29\%$.

Соединение арматурных стержней произведено при помощи вязальной проволоки Ø2 мм по ГОСТ 3282–74 [6].

Испытания выполнялись в соответствии с требованиями ГОСТ 8829–94 [7] по расчетной схеме (рис. 1) с двумя точками приложения нагрузки $P_1 = P_2$. Принятая схема чистого изгиба применяется в лабораторных условиях для информативности полученных результатов

и определения максимальных усилий в растянутой зоне изгибаемых элементов [8].

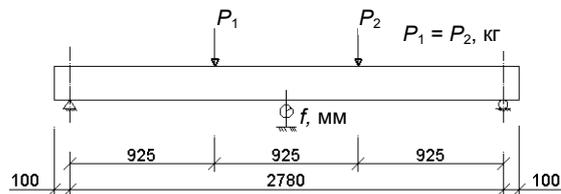


Рис. 1. Расчетная схема

Fig. 1. Reinforcement scheme

Каждый образец устанавливали на металлическую пластину (250×80×10 мм), опирающуюся на цилиндрические шарниры ($d = 40$ мм) опорной части. Неподвижная опора жестко соединена с основанием силового пола. Нагрузка на образцы прикладывалась на расстоянии $1/3L_0$ длины расчетного пролета (2780 мм).

Нагружение балок осуществлялось гидравлическими домкратами ДГ-50 с контролем нагрузки динамометрами ДОСМ-3-50У (5 т) согласно расчетной схеме. Прогобы замеряли штангенрейсмасом ШР-250/4 повышенного качества с допускаемой погрешностью ($\pm 0,05$) мм. Ширину раскрытия трещин определяли с помощью микроскопа Elcometer 900 (0–2,5 мм) с ценой деления 0,02 мм.

Максимально допустимый прогиб f для балок в соответствии с [9] принят равным $L_0/150 = 18,5$ мм.

Результаты испытаний балок БК1 представлены в табл. 2.

Таблица 2

Результаты испытаний балок БК1

Test results for beams BK1

№ п/п	Нагрузка, кг		Момент, кг·м	Прогиб f и ширина раскрытия трещин a , мм						$f_{ср}$, мм	Примечание
	$P_1 = P_2$	ΣP		БК1-1		БК1-2		БК1-3			
				f	a	f	a	f	a		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
1	500	1000	660,0	2,00	0,02	1,30	0,02	0,80	–	1,37	
2	1000	2000	1123,4	8,50	0,04	7,30	0,04	7,70	0,04	7,83	
3	1500	3000	1586,7	12,80	0,04	11,40	0,10	14,30	0,10	12,83	
4	2000	4000	2050,0	21,00	0,10	18,20	0,20	20,40	0,20	19,87	$f > 18,5$ мм
5	2500	5000	2513,4	27,20	0,25	23,00	0,30	26,50	0,30	25,57	
6	3000	6000	2976,7	33,80	0,50	30,00	0,40	32,00	0,35	31,93	
7	3500	7000	3440,0	40,50	0,60	35,30	0,50	36,60	0,40	37,47	$a_{ср} = 0,7$ мм
8	4000	8000	3903,4	48,00	0,70	46,20	0,60	53,20	0,60	49,13	
9	4500	9000	4366,7	56,50	0,80	52,10	0,90	60,40	0,70	56,33	
10	5000	10000	5096,7	72,70	1,20	57,90*	1,00	67,50*	1,80	66,03	*Разрушение по сжатию бетона.
11	5000+	10000	5096,7	74,0*		70**		75**			**Разрушение по сжатию бетона и наклонной трещине

Примечание. Значения ширины раскрытия трещин приняты по максимальной трещине.

По результатам испытаний балок БК1 момент трещинообразования с шириной раскрытия трещин $a = 0,025$ мм составил 660 кг·м, что соответствует нагрузке $\Sigma P = 1,0$ т. Изгибающий момент, соответствующий предельно допустимому прогибу $f = 18,5$ мм, составил 2050 кг·м. Изгибающий момент, соответствующий раскрытию трещин до предельно допустимого значения $a_{cp} = 0,7$ мм по II группе предельных состояний, составил 3903,4 кг·м. Разрушающая нагрузка при трехточечном изгибе $\Sigma P = 10$ т. Предельный изгибающий момент 4830 кг·м.

Результаты испытаний балок БВ, БА и БГ приведены в табл. 3.

По результатам испытаний момент трещинообразования ($a = 0,025$ мм) балок БВ, БА, БГ составил 312,5–428,4 кг·м, что соответствует нагрузке $\Sigma P = 0,2$ – $0,5$ т.

Изгибающий момент M , соответствующий предельно допустимому прогибу $f = 18,5$ мм, составил для балок:

- БВ – 1007,6 кг·м;
- БА – 1246,7 кг·м;
- БГ – 1016,7 кг·м.

Изгибающий момент M , соответствующий раскрытию трещин до предельно допустимого значения $a = 0,7$ мм по II группе предельных состояний, составил:

- БВ – 968,9 кг·м;
- БА – 2005,0 кг·м;
- БГ – 737,2 кг·м.

Разрушающая нагрузка ΣP и предельный изгибающий момент M при трехточечном изгибе для балок соответственно:

- БВ – 6,0 т, 2976,7 кг·м;
- БА – 9,0 т, 4366,7 кг·м;
- БГ – 6,0 т, 2976,7 кг·м.

С 12.01.2018 введен в действие свод правил СП 295.1325800.2017 «Конструкции бетонные, армированные полимерной композитной арматурой. Правила проектирования» [5]. Была произведена сравнительная оценка соответствия данных, определенных в результате испытаний, с данными, полученными согласно расчетам по своду правил [5].

Исходные данные, принятые для расчетов:

- размеры сечения балки 250×220 (h) мм;
- бетон тяжелый В25;
- армирование в растянутой зоне 5Ø12АСК, $A_f = 565,2$ мм²;
- поперечная арматура 2Ø10АСК с шагом 90 мм, $A_{sw} = 149,3$ мм²;
- армирование в сжатой зоне не учитывается согласно п. 5.2.9 [5];

Таблица 3

Результаты испытаний балок БВ, БА и БГ

Test results for beams БВ, БА and БГ

№ п/п	Нагрузка, кг, без учета собственного веса балки		Момент, кг·м	Прогиб f и ширина раскрытия трещин a , мм						Примечание
	$P_1 = P_2$	ΣP		БВ		БА		БГ		
				f	a	f	a	f	a	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
1	500	1000	660,0	5,40	0,4	2,00	0,10	4,40	0,6	$a > 0,7$ мм
2	750	1500	891,7	14,20	0,6	7,00	0,20	13,50	0,9	
3	1000	2000	1123,4	23,70	0,9	14,40	0,25	22,20	1,0	$f > 18,5$ мм
4	1250	2500	1355,0	31,40	1,2	20,60	0,35	30,30	1,5	
5	1500	3000	1586,7	41,10	1,4	27,10	0,40	38,30	1,7	$a = 0,7$ мм
6	1750	3500	1818,4	50,40	1,5	33,20	0,50	46,70	2,0	
7	2000	4000	2050,0	61,50	1,6	39,30	0,70	55,10	2,3	
8	2250	4500	2281,7	72,20	2,0	45,70	0,80	63,60	2,6	
9	2500	5000	2513,4	81,90	2,2	52,50	1,20	72,80	2,8	
10	2750	5500	2745,0	92,90	2,6	59,10	1,60	82,40	3,1	
11	3000	6000	2976,7	104,40*	2,9	65,90	1,80	90,42*	3,3	*Разрушение по нормальному сечению.
12	3250	6500	3208,4			73,50	2,0			
13	3500	7000	3440,0			80,70	2,1			
14	3750	7500	3671,7			88,50	2,2			
15	4000	8000	3903,4			97,00	2,4			
16	4250	8500	4135,0			105,30	2,5			
17	4500	9000	4366,7			123,10*	2,6			

Примечание. Значения ширины раскрытия трещин приняты по максимальной трещине.

– нормативное значение предела прочности арматуры при растяжении $R_{f,n} = 1200$ МПа – по результатам испытаний арматуры, производимой ООО «КомАР»;

– расчетное значение предела прочности арматуры при растяжении при расчете по предельным состояниям I группы $R_f = 800$ МПа;

– расчетное значение сопротивления поперечной арматуры растяжению при расчете по предельным состояниям I группы $R_{sw} = 220$ МПа;

– расчетное значение предела прочности арматуры при растяжении при расчете по предельным состояниям II группы $R_f = 840$ МПа;

– модуль упругости арматуры при растяжении $E_f = 55$ ГПа – по результатам испытаний арматуры, производимой ООО «КомАР»;

– тип нагрузки – кратковременная по [9].

Исходные данные для балок:

• БК1:

– толщина защитного слоя $a = 26$ мм;

– армирование в растянутой зоне $5\varnothing 12$ АСК, $A_f = 565,2$ мм²;

– поперечная арматура $2\varnothing 10$ АСК с шагом 90 мм, $A_{sw} = 149,3$ мм²;

• БВ:

– толщина защитного слоя $a = 24$ мм;

– армирование в растянутой зоне $3\varnothing 8$ АСК, $A_f = 134,25$ мм²;

– поперечная арматура $2\varnothing 8$ АСК с шагом 90 мм, $A_{sw} = 100,48$ мм²;

– отогнутые стержни $6\varnothing 8$ АСК с шагом 90 мм, $A_{sw} = 301,44$ мм²;

• БА:

– толщина защитного слоя $a = 38$ мм;

– армирование в растянутой зоне $8\varnothing 6$ АСК, $A_f = 197,0$ мм²;

– поперечная арматура $2\varnothing 6$ АСК с шагом 90 мм, $A_{sw} = 56,52$ мм²;

– отогнутые стержни $6\varnothing 6$ АСК с шагом 90 мм, $A_{sw} = 169,56$ мм²;

• БГ:

– толщина защитного слоя $a = 23$ мм;

– армирование в растянутой зоне $2\varnothing 8 + 2\varnothing 6$ АСК, $A_f = 138,7$ мм²;

– поперечная арматура $4\varnothing 6$ АСК с шагом 90 мм, $A_{sw} = 113,04$ мм²;

– отогнутые стержни $12\varnothing 6$ АСК с шагом 90 мм, $A_{sw} = 339,12$ мм².

Расчет по I группе предельных состояний

Расчет прочности по нормальным сечениям. Предельный изгибающий момент определяем по формуле [5]

$$M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x). \quad (1)$$

Подставляем в (1) значение высоты сжатой зоны бетона, вычисленное по формуле [5]

$$x = \sqrt{(0,5\mu_f a_f h_0)^2 + \mu_f a_f h_0^2 \omega} - 0,5\mu_f a_f h_0. \quad (2)$$

Для балок БК1 $M_{ult} = 3411$ кг·м. По данным испытаний, разрушение балок произошло при моменте 4830 кг·м. Превышение фактического значения над расчетным в 1,4 раза.

Для балок БВ $M_{ult} = 1963$ кг·м. По данным испытаний, разрушение балок произошло при моменте 2976,7 кг·м. Превышение фактического значения над расчетным в 1,5 раза.

Для балки БА $M_{ult} = 2266$ кг·м. По данным испытаний, разрушение балки произошло при моменте 4366,7 кг·м. Превышение фактического значения над расчетным в 1,9 раза.

Для балки БВ $M_{ult} = 2263$ кг·м. По данным испытаний, разрушение балки произошло при моменте 2976,7 кг·м. Превышение фактического значения над расчетным в 1,3 раза.

Расчет прочности по наклонным сечениям на действие поперечных сил. Расчет производим согласно п. 8.1.33, 8.1.34 [10] в соответствии с п. 6.1.23 [5].

Поперечная сила Q , воспринимаемая балками БК1, равна 12864 кг. Разрушение балок произошло по наклонным сечениям при нагрузке $Q = 10380$ кг. Расчетное значение больше фактического в 1,24 раза.

Расчет балок БВ, БА, БГ на восприятие поперечных сил не производился, так как их разрушение произошло по нормальным сечениям. Наклонные сечения балок были усилены отогнутыми стержнями [11].

Расчет по II группе предельных состояний

Момент образования трещин, нормальных к продольной оси элемента, определяем по формуле [5]

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} \pm Ne_x. \quad (3)$$

Для балок БК1 $M_{crc} = 435,5$ кг·м. По результатам испытаний, момент трещинообразования с $a = 0,025$ мм составил 660 кг·м. Превышение фактического значения над расчетным в 1,5 раза.

Для балок БВ $M_{crc} = 419,5$ кг·м. По результатам испытаний, момент трещинообразования с $a = 0,025$ мм составил 389,0 кг·м. Расчетное значение больше фактического в 1,08 раза.

Для балки БА $M_{crc} = 419,8$ кг·м. По результатам испытаний, момент трещинообразования

с $a = 0,025$ мм составил 428,4 кг·м. Превышение фактического значения над расчетным в 1,02 раза.

Для балок БГ $M_{crc} = 420,0$ кг·м. По результатам испытаний, момент трещинообразования с $a = 0,025$ мм составил 312,5 кг·м. Расчетное значение больше фактического в 1,34 раза.

Расчет по ширине раскрытия трещин

Ширину раскрытия трещин определяем по формуле [5]

$$a_{crc,i} = \Phi_1 \Phi_2 \Phi_3 \Psi_f \frac{\sigma_f}{E_f} l_f. \quad (4)$$

Сравнение расчетных данных по ширине раскрытия трещин с данными, полученными в результате испытаний, приведено в табл. 4.

Предельная ширина раскрытия трещин в соответствии с п. 6.2.6 [5] составляет 0,7 мм при непродолжительном раскрытии трещин и 0,5 мм – при продолжительном. В связи с этим ширина раскрытия трещин, значительно превышающая данные значения, не определялась [12–14].

Расчет конструкций по прогибам

Прогиб балок рассчитываем в соответствии с п. 6.2.20 [5]. Кривизну элемента определяем по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{D}. \quad (5)$$

При определении прогибов балок использовалась формула (4.36) из [15] с дальнейшим пересчетом на загрузку в двух точках

$$f = S l^2 \left(\frac{1}{r} \right)_{\max}, \quad (6)$$

где S – коэффициент для каждой схемы нагружения балки; l – пролет элемента; $\left(\frac{1}{r} \right)_{\max}$ –

полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом от нагрузки, при которой определяется прогиб.

Сравнение расчетных данных по прогибам балок с данными, полученными в результате испытаний, приведено в табл. 5.

Таблица 4

Сравнение расчетных данных по ширине раскрытия трещин с данными, полученными в результате испытаний
Comparison of calculated and test data across width of crack opening

№ п/п	Нагрузка, кг, без учета собственного веса балки		Момент, кг·м	Ширина раскрытия трещин a , мм							
	$P_1 = P_2$	ΣP		БВ		БА		БГ		БК1	
				По расчету	По данным испытаний	По расчету	По данным испытаний	По расчету	По данным испытаний	По расчету	По данным испытаний
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	500	1000	660,0	0,62	0,4	0,35	0,10	0,54	0,6	0,14	0,02
2	750	1500	891,7	0,84	0,6	0,47	0,20	0,71	0,9	–	–
3	1000	2000	1123,4	1,05	0,9	0,59	0,25	0,90	1,0	0,23	0,04
4	1250	2500	1355,0		1,2	0,73	0,35		1,5	–	–
5	1500	3000	1586,7		1,4	0,84	0,40		1,7	0,33	0,08
6	1750	3500	1818,4		1,5		0,50		2,0	–	–
7	2000	4000	2050,0		1,6		0,70		2,3	0,43	0,18
8	2250	4500	2281,7		2,0		0,80		2,6	–	–
9	2500	5000	2513,4		2,2		1,20		2,8	0,52	0,29
10	2750	5500	2745,0		2,6		1,60		3,1	–	–
11	3000	6000	2976,7		2,9		1,80		3,3	0,62	0,42
12	3250	6500	3208,4				2,00			–	–
13	3500	7000	3440,0				2,10			0,71	0,50
14	3750	7500	3671,7				2,20			–	–
15	4000	8000	3903,4				2,40			0,81	0,64
16	4250	8500	4135,0				2,50				
17	4500	9000	4366,7				2,60				

Сравнение расчетных данных по прогибам балок с данными, полученными в результате испытаний

Comparison of calculated and test data according to beam deflection

№ п/п	Нагрузка, кг, без учета собственного веса балки		Момент, кг·м	Прогиб балки, мм							
	$P_1 = P_2$	ΣP		БВ		БА		БГ		БК1	
				По расчету	По данным испытаний	По расчету	По данным испытаний	По расчету	По данным испытаний	По расчету	По данным испытаний
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	500	1000	660,0	2,61	5,44	2,59	2,00	2,59	4,40	2,53	1,35
2	750	1500	891,7	3,50	14,20	3,50	7,00	3,50	13,50	–	–
3	1000	2000	1123,4	4,41	23,70	4,40	14,40	4,40	22,20	4,30	2,77
4	1250	2500	1355,0	5,32	31,40	5,32	20,60	5,29	30,30	–	–
5	1500	3000	1586,7							6,07	4,73
6	1750	3500	1818,4							–	–
7	2000	4000	2050,0							7,85	6,53
8	2250	4500	2281,7							–	–
9	2500	5000	2513,4							9,62	8,97
10	2750	5500	2745,0							–	–
11	3000	6000	2976,7							11,40	11,43
12	3250	6500	3208,4							–	–
13	3500	7000	3440,0							13,17	12,70
14	3750	7500	3671,7							–	–
15	4000	8000	3903,4							14,95	14,77
16	4250	8500	4135,0							–	–
17	4500	9000	4366,7							16,72	17,30
18	5000	10000	4830,0							20,18	20,77

Расчет прогибов выполнялся для балок в соответствии с [9] с учетом максимально допустимого прогиба f , принятого равным 18,5 мм.

ВЫВОД

По результатам проведенных исследований на определение прочностных характеристик балок с композитной арматурой и их сравнений с расчетными данными установлено, что величина поперечной силы, воспринимаемой сечением без отогнутых стержней, больше значения, которое было получено в процессе испытаний. Из этого следует, что необходима корректировка расчетных формул в нормативном документе. При расчете по II группе предельных состояний выявлена надобность внесения изменений в порядок расчета ширины раскрытия трещин и расчета прогибов для приближения расчетных данных к данным, полученным в результате испытаний.

ЛИТЕРАТУРА

1. Nandini Devi, Dr. G. Flexural Behaviour of Concrete Beams Reinforced with GFRP Reinforcements / Dr. G. Nandini Devi // International Journal of Advanced Information Science and Technology. 2015. Vol. 39, No 39. P. 32–38.
2. Бегунова, Н. В. Сравнительная оценка прочности, жесткости и трещиностойкости бетонных конструкций, армированных полимеркомпозитной и стальной арматурами / Н. В. Бегунова, В. Н. Возмищев // Интеллектуальные системы в производстве. 2017. Т. 15, № 4. С. 69–74.
3. Бегунова, Н. В. Сравнительная оценка огнестойкости бетонных балок, армированных стеклокомпозитной и стальной арматурами / Н. В. Бегунова, В. Н. Возмищев // Вестник гражданских инженеров. 2018. Т. 67, № 2. С. 48–53.
4. Бегунова, Н. В. Прочностные и деформативные характеристики бетонных балок, армированных полимеркомпозитной арматурой / Н. В. Бегунова // Фотинские чтения, 2018: сб. материалов Пятой ежегодной междунар. науч.-практ. конф. Ижевск: Проект, 2018. Т. 9, № 1. С. 207–209.
5. Конструкции бетонные, армированные полимерной композитной арматурой. Правила проектирования: СП 295.1325800.2017. М.: Изд-во стандартов, 2017. 42 с.

6. Проволока стальная низкоуглеродистая общего назначения. Технические условия: ГОСТ 3282–74. Взамен ГОСТ 3282–46; введ. 01.07.1975 до 01.01.1995. М.: Издательство стандартов, 1992. 13 с.
7. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости: ГОСТ 8829–94. Взамен ГОСТ 8829–85; введ. 01.01.1998. Минск: МНТКС, 1997. 26 с.
8. Нанни, А. Армированный бетон с арматурными стержнями из пластмассы, армированной волокном. Механика и конструкция / А. Нанни, А. Де Лука, Х. Дж. Задек. Нью-Йорк: Taylor&FrancisGroup, 2014. 479 с.
9. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85*: СП 20.13330.2016. М.: Минрегион России, 2010. 96 с.
10. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52.01–2003: СП 63.13330.2012. М.: Минрегион России, 2011. 152 с.
11. Степанова, В. Ф. Исследование особенности работы бетонных конструкций с комбинированным армированием (арматурой композитной полимерной и неметаллической фиброй) / В. Ф. Степанова, А. Н. Бучкин, Д. А. Ильин // Academia. Архитектура и строительство. 2017. № 1. С. 124–128.
12. Falikman, V. R. New Russian Norms and Codes on Protection of Building Structures against Corrosion / V. R. Falikman, N. K. Rozentahl, V. F. Stepanova // High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet: Proceedings of the 2017 Fib Symposium, Maastricht, the Netherlands, 12–14 June, 2017. P. 2135–2143. https://doi.org/10.1007/978-3-319-59471-2_244
13. Composite Nonmetallic Reinforcement for Construction Structures / V. F. Stepanova [et al.] // Protection of Metals. 2007. Vol. 43, No 7. P. 701–704.
14. Yoo, D.-Y. A Review on Structural Behavior, Design, and Application of Ultra-High-Performance Fiberreinforced Concrete / D.-Y. Yoo, Y.-S. Yoon // International Journal of Concrete Structures and Materials. 2016. Vol. 10, No 2. P. 125–142.
15. Методическое пособие. Расчет железобетонных конструкций без предварительно напряженной арматуры: Пособие к СП 63.13330.2012 (II). М., 2015. 294 с.
- Поступила 20.10.2018
Подписана в печать 26.12.2018
Опубликована онлайн 29.03.2019
- gineers, 67 (2), 48–53 (in Russian). <https://doi.org/10.23968/1999-5571-2018-15-2-48-53>.
4. Begunova N. V. (2018) Strength and Deformation Characteristics of Concrete Beams Reinforced with Polymer-Composite Reinforcement. *Fotinskije Chteniya, 2018: Sbornik Materialov Pyatoi Ezhegodnoi Mezhdunarodnoi Nauchno-Prakticheskoi Konferentsii* [Fotin Readings, 2018: Collection of Materials of 5th Annual International Scientific and Practical Conference]. Izhevsk, Publishing House “Proekt” [Project], 2018, 9 (1), 207–209 (in Russian).
5. SP – Construction Rules 295.1325800.2017. *Concrete Structures Reinforced with Polymer Composite Reinforcement. Design Rules*. Moscow, Standards Publishing House, 2017. 42 (in Russian).
6. State Standard 3282–74. *Low-Carbon Steel wire for General Use. Technical Conditions*. Moscow, Standards Publishing House, 1992. 13 (in Russian).
7. State Standard 8829–94. *Construction Products of Reinforced Concrete and Factory-Made Concrete. Load Test Methods. Rules for Evaluation of Strength, Rigidity and Crack Resistance*. Minsk, MNTKS, 1997. 26 (in Russian).
8. Nanni A., De Luca A., Zadeh H. J. (2014) *Reinforced Concrete with FRP Bars. Mechanics and Design*. New York, Taylor & Francis Group. 479. <https://doi.org/10.1201/b16669>.
9. *Loads and Impacts*. Revised SNiP [Construction Rules and Regulations] 2.01.07–85*: SP – Construction Rules 20.13330.2016. Moscow, Ministry of Regional Development of Russia, 2010. 96 (in Russian).
10. *Concrete and Reinforced Concrete Structures. Fundamental Principles*. Revised SNiP [Construction Rules and Regulations] edi 52.01–2003: SP – Construction Rules 63.13330.2012. Moscow, Ministry of Regional Development of Russia, 2011. 152 (in Russian).
11. Stepanova V. F., Buchkin A. N., Ilyin D. A. (2017) Research for Specific Features in Operation of Concrete Structures with Combined Reinforcement (Composite Poly Mer and Non-Metallic Fiber Reinforcement). *Academia. Arkhitektura i Stroitelstvo = Academia. Architecture and Construction*, (1), 124–128 (in Russian).
12. Falikman V. R., Rozentahl N. K., Stepanova V. F. (2017) New Russian Norms and Codes on Protection of Building Structures against Corrosion. *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet. Proceedings of the 2017 Fib Symposium, Maastricht, the Netherlands, 12–14 June, 2017*. 2135–2143. https://doi.org/10.1007/978-3-319-59471-2_244.
13. Stepanova V. F., Krasovskaya G. M., Shakhov S. V., Belenchuk V. V. (2007) Composite Nonmetallic Reinforcement for Construction Structures. *Protection of Metals*, 43 (7), 701–704. <https://doi.org/10.1134/s0033173207070144>.
14. Yoo D.-Y., Yoon Y.-S. (2016) A Review on Structural Behavior, Design, and Application of Ultra-High-Performance Fiberreinforced Concrete. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 10 (2), 125–142. <https://doi.org/10.1007/s40069-016-0143-x>.
15. *Methodological Book. Calculation of Reinforced Concrete Structures Without Pre-Stressed Reinforcement: Textbook for SP – Construction Rules 63.13330.2012 (II)*. Moscow, 2015. 294.

Received: 20.10.2018

Accepted: 26.12.2018

Published online: 29.03.2019

REFERENCES

1. Nandini Devi Dr. G. (2015) Flexural Behaviour of Concrete Beams Reinforced with GFRP Reinforcements. *International Journal of Advanced Information Science and Technology*, 39 (39), 32–38.
2. Begunova N. V., Vozmishchev V. N. (2017) Comparative Evaluation of Strength, Rigidity and Crack Resistance of Concrete Structures Reinforced with Fiberglass Rebar and Steel Rebar. *Intellektualnye Systemy v Proizvodstve = Intelligent Systems in Manufacturing*, 15 (4), 69–74 (in Russian). <https://doi.org/10.22213/2410-9304-2017-4-69-74>.
3. Begunova N. V., Vozmishchev V. N. (2018) Comparative Evaluation of Fire Resistance of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Glass Composite and Steel Rebars. *Vestnik Grazhdanskikh Inzhenerov = Bulletin of Civil En-*

Analysis of Implementation Effectiveness of Two Working Fluids Characterized by Different Viscoelastic Characteristics at Hydrodynamic Impact on the Borehole Bottom Zone

К. С. Купавыкх¹⁾, А. С. Купавыкх¹⁾, В. А. Моренов¹⁾

¹⁾Saint-Petersburg Mining University (Saint-Petersburg, Russian Federation)

© Белорусский национальный технический университет, 2019
Belarusian National Technical University, 2019

Abstract. Combination of hydrodynamic impact on the formation with acid treatment may be seen as a promising direction in the field of well development and repair in complex geological conditions. With multiple repetition of hydraulic shocks in conjunction with the injection of acid solution, the depth and opening of cracks gradually increases, which contributes to a deeper penetration of the acid solution into the reservoir. The article presents analytical studies, which are aimed at determining the effectiveness of applying the technology of hydrodynamic impact on the bottomhole zone of an oil reservoir when using two fluids with different viscoelastic characteristics as a working fluid. They are devoted to determining the pressure drop at the borehole bottom depending on the initial applied pressure at the wellhead, the velocity of the shock wave, the viscosity of the working and well fluid, and their quantity. These studies were based on the well-known models of Thomson – Tat and Maxwell, considering viscous liquid flow. The dependence obtained proves that with an increase in the pressure pulse generated at the wellhead, the development of pressure pulses at the borehole bottom is a power-law dependence, and with significant volumes of fluid in contact with the bottomhole formation zone, the pressure drop generated at the borehole bottom does not depend only on pressure pulses generated at the wellhead, but also on the dynamic viscosity of this fluid. Conducted studies have shown the effectiveness of hydrodynamic impact technology application when using two liquids with different viscoelastic characteristics and obtaining a synergistic effect during the development and repair of wells in low-permeable reservoirs. Analytical studies were based on data from previously conducted experimental industrial tests on the operating injection well.

Keywords: pressure pulse, intensification of well simulation, formation fracturing, fracture network, Thompson – Tat model, Maxwell model, dependence of pressure overbalance, visco-elastic characteristics of liquid

For citation: Kupavykh K. S., Kupavykh A. S., Morenov V. A. (2019). Analysis of Implementation Effectiveness of Two Working Fluids Characterized by Different Viscoelastic Characteristics at Hydrodynamic Impact on the Borehole Bottom Zone. *Science and Technique*. 18 (2), 164–170. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-164-170>

Анализ эффективности применения двух рабочих жидкостей с различными вязкоупругими характеристиками при гидродинамическом воздействии на призабойную зону пласта

Канд. техн. наук К. С. Купавых¹⁾, асп. А. С. Купавых¹⁾, В. А. Моренов¹⁾

¹⁾Санкт-Петербургский горный университет (Санкт-Петербург, Российская Федерация)

Реферат. Перспективным направлением разработки технологии освоения и ремонта скважин в сложных геологических условиях является совмещение гидродинамического воздействия на пласт с кислотной обработкой. При многократном повторении гидроударов в совокупности с закачкой кислотного раствора постепенно увеличиваются глубина

Адрес для переписки

Моренов Валентин Анатольевич
Санкт-Петербургский горный университет
Васильевский остров 21 линия, д. 2,
199106, г. Санкт-Петербург, Российская Федерация
Тел.: +7 812 328-82-20
morenov@spmi.ru

Address for correspondence

Morenov Valentin A.
Saint-Petersburg Mining University
2, Vasilievsky island 21st Line,
199106, Saint-Petersburg, Russian Federation
Tel.: +7 812 328-82-20
morenov@spmi.ru

и раскрытость трещин, что способствует более глубокому проникновению кислотного раствора в пласт. В статье проводятся аналитические исследования, направленные на установление эффективности применения технологии гидродинамического воздействия на призабойную зону нефтяного пласта при использовании в качестве рабочей жидкости двух жидкостей с различными вязкоупругими характеристиками. Определен перепад давления на забое скважины, зависящий от начального прикладываемого давления на устье, скорости ударной волны, вязкости рабочей и скважинной жидкостей и их количества. Исследования базировались на известных моделях течения вязкой жидкости Томсона – Тэта и Максвелла. Полученная зависимость доказывает, что при увеличении импульса давления, сгенерированного на устье скважины, развитие импульсов давления на забое происходит по степенной зависимости при значительных объемах жидкости, контактирующей с призабойной зоной пласта; перепад давления, создаваемый на забое скважины, зависит не только от импульсов давления, генерируемых на устье скважины, но и от динамической вязкости этой жидкости. Проведенные исследования доказывают эффективность применения технологии гидродинамического воздействия при использовании двух жидкостей с различными вязкоупругими характеристиками и получение синергетического эффекта при освоении и ремонте скважин в низкопроницаемых коллекторах. Аналитические исследования базировались на данных ранее проведенного опытно-промышленного испытания на действующей нагнетательной скважине.

Ключевые слова: импульс давления, интенсификация притока, гидроразрыв пласта, сеть трещин, модель Томсона – Тэта, модель Максвелла, зависимость перепада давления, вязкоупругие характеристики жидкости

Для цитирования: Кулавых, К. С. Анализ эффективности применения двух рабочих жидкостей с различными вязкоупругими характеристиками при гидродинамическом воздействии на призабойную зону пласта / К. С. Кулавых, А. С. Кулавых, В. А. Моренов // *Наука и техника*. 2019. Т. 18, № 2. С. 164–170. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-164-170>

Introduction

Nowadays, many of the world's oil and gas fields are in the process of falling production or are classified as deposits with hard-to-recover reserves or with complex structured reservoirs. With the commissioning of new fields, at present it is impossible to ensure a stable increase in recoverable reserves and to compensate for the current decline in hydrocarbon production at the exploited fields. The newly developed deposits are usually represented by low permeability, highly inhomogeneous and low-productive reservoirs, hydrocarbon reserves of which are classified as hard-to-recover [1]. Currently the main volume of production falls on the fields commissioned in the XX century, where an intensive extraction of fluid was observed, leading to a violation of optimal operating conditions, high water content of the production and significant contamination of the bottomhole zones of producing and injection wells. This forces specialists in the oil and gas industry to develop new energy efficient [2–4] and highly profitable technologies capable of ensuring stable maintenance and growth of hydrocarbon production in complex geo-logical conditions [5, 6].

Complications at the development of hydrocarbon fields are related to the operation of producing and injection wells:

- the difficulty or inability to develop wells after drilling or repair, due to the complex physico-geological characteristics of the deposits, such as

low permeability and high heterogeneity of reservoirs, as well as their large depths;

- a significant drop, and sometimes a complete cessation of fluid extraction from production wells or water injection into injection wells, caused by accumulation of polluting particles in the process of operation at the main filtration fields, which impair the filtration characteristics of bottomhole well zones;

- high water content in the produced well fluid, often caused only by the break-through of water in a high permeable interval, which leads to unprofitable operation of the wells and, as a consequence, to the shutdown of the operating wells [5].

Because of the mentioned above reasons, in most all oil-producing regions, and especially in Russia, a large number of wells are in an inactive fund. The restoration cost of inactive and emergency wells is several times less than the capital expenditures for the drilling of new wells. Considering the equivalent production, putting idle non-profit wells into operation can have a significant impact on the efficiency of the oil industry performance.

Main part

The main object of influence for the most known methods of well treatment is the bottomhole zone [7–9], therefore, measures aimed at its purification and restoration of natural permeability, contribute not only to the growth of current

production, but also increase oil recovery [10]. This technology is the most preferable, which can have a noticeable effect on the improvement of filtration and reservoir properties, without creating new heterogeneities, such as, for example, at hydraulic fracturing, which can lead both to the intensification of fluid inflow into the well and to the breakthrough of water [5].

Among the variety of currently used methods, which can improve the reservoir properties of the bottomhole zone, hydrodynamic methods are among most efficient [11, 12]. They are distinguished by the relative simplicity of technological operations, the availability and presence at the markets of the equipment used, low costs of material, labor and energy resources, and are able to act as operational methods for intensifying the work of producing and injection wells.

The most effective way is to create pressure drops that exceed the fracture pressure, although practice shows that it is not necessary to cause the hydraulic fracturing, because with a regular hydraulic impulse action, a system of existing cracks develops due to systematic deformation of the wellbore zone of the formation and new ones are formed. Pressure pulses at the bottom of the well must be sufficient to periodically expand the cracks.

With a qualitative creation of the impulse from the wellhead, its leading edge acts on the crack walls like a wedge moving with a high speed [13]. The energy of the impact pulse generated from the wellhead is expended on deformation of cracks and repackaging the grains of the rock of the formation rock. If the pressure generated at the bottom exceeds the formation pressure, then crack opening, deformation and development are carried out. If the pressure of the pumped liquid is reduced to the level of the formation pressure, the process of crack opening is stopped [14].

After the maximum expansion of the cracks, the pressure of the liquid in the formation is reduced to the formation layer and gradual closure of the cracks due to extrusion of liquid from them. The grains of the formation's matrix, which under the action of the pressure pulse were displaced or deformed, completely overlap with the grains on the opposite side of the crack. In certain zones of cracks where, under the influence of the hydraulic pressure pulse, the grains of the formation's matrix

are reoriented, the fracture walls do not close completely, leaving interconnected fine pores comparable in size with the cavities between the grains of the bedrock. The presence of such spacings increases the permeability of the reservoir rock [15]. The proposed method of influencing pressure impulses is similar in its effect to the implosion technology, with the difference that in this case the impacts can be alternated an unlimited number of times with a period of 3–10 s. The creation of repeated impulses increases the crack opening, their range and branching. Thus, the application of the hydrodynamic effect technology creates a developed network of cracks in the bottomhole zone of the productive reservoir, the presence of which increases the permeability [16–18]. This does not require the introduction of proppant, because due to reorientation of the grains of the formation rock, incomplete adjacency of the cracks occurs.

The pressure pulse generator placed at the wellhead must meet the technical requirements for the rate of buildup and the duration of pressure maintenance of the borehole fluid. Under these conditions, maximum deformation and development of the fractures occur.

To confirm the efficiency of the described technology, in June 2016 a test was conducted at the acting injection well No 1157 of the Tuymazinskoye field to increase the injectivity of the formation. To assess the parameters and condition of the bottomhole zone before and after the hydrodynamic effect, hydroimpulse studies of the well were carried out by Bashneft-Petrotest LLC.

In April 2016, based on the results of the studies following parameters were obtained: bottomhole pressure 17.2 MPa, formation pressure 15.5 MPa, specific-injectivity index $0.05 \text{ m}^3/(\text{day}\cdot\text{MPa})$ (tab. 1). In July 2016 after the well was put into operation hydrodynamic studies were carried out, considering the results of the interpretation the following parameters were obtained: growth of injectivity up to $75 \text{ m}^3/\text{day}$ (three times as compared to previous studies), an increase in the specific-injectivity index up to $0.27 \text{ m}^3/(\text{day}\cdot\text{MPa})$ (five times over previous studies).

Thus, the results of pilot-industrial tests indicate the efficiency of the proposed technology of hydrodynamic impact on the bottomhole zone of the productive formation. The efficiency of the

effect is confirmed by the conduct of hydrodynamic studies before and after the treatment [19].

Table 1

The summary of the hydrodynamic studies interpretation

Date of the study	Type of the study	Q_{inj} , m ³ /day	P_{bms} , MPa	P_{fms} , MPa	K_{inj} , m ³ /(day·MPa)	Skin
08.05.2013	PDC	69	17.7	17.0	0.18	-4.5
30.06.2014	PDC	33	17.2	14.9	0.14	-5.1
25.04.2016	PDC	24	17.2	15.5	0.05	+0.29
11.07.2016	PDC	75	17.7	15.0	0.27	-5.0

Carrying out described above technology implies the possibility of using two liquids with different viscoelastic characteristics. It can be an agent fluid (acid composition, surfactant or polymer solutions) in the lower part of the wellbore and working fluid (technical or formation water) in the upper part (fig. 1). In this case the working fluid perceives the generated pressure pulses at the wellhead, then passes them to the agent fluid, through which they are further transferred to the bottomhole. In this regard, the study of the relationship between the development of pressure pulses at the bottomhole from the ratio of the volumes of agent fluid and working fluid in the well and their dynamic viscosity are of considerable interest.

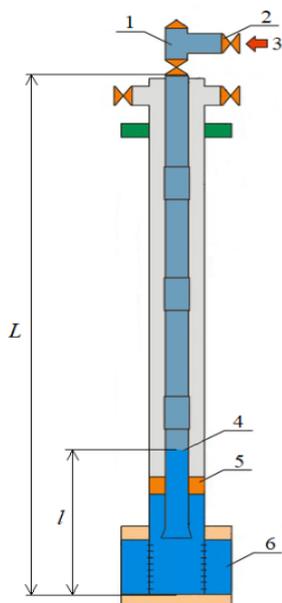


Fig. 1. Schematic diagram of the hydrodynamic impact technology with the use of two liquids with different viscoelastic characteristics: 1 – wellhead armature; 2 – buffer valve; 3 – generated pressure pulses; 4 – contact point of liquids with different viscoelastic characteristics; 5 – packer; 6 – productive reservoir; L – the initial depth of the well from the wellhead to the bottomhole; l – the height occupied by the agent fluid, calculated in meters from the bottomhole of the well to the point of contact with the working fluid

Accordingly, the amount of working fluid in the well is defined as $L-l$. These fluids have different viscoelastic characteristics (η_1 – dynamic viscosity of the agent fluid and η_2 – dynamic viscosity

of the working fluid) and can be in the well in different proportions.

The viscous fluid model can be represented in the form of the Thomson–Tat model or the Maxwell model [20, 21].

1. Thomson – Tat model

$$\tau = \tau_s + \tau_f = G\alpha + \eta \frac{d\alpha}{dt}, \quad (1)$$

where τ – deformation; G – Poisson ratio; η – coefficient of dynamic viscosity; α – shear stress.

2. In the Maxwell model, the deformation of elasticity is considered as the sum of the shear stresses

$$\dot{\alpha} = \frac{d\alpha}{dt} = \left(\frac{d\alpha}{dt} \right)_s + \left(\frac{d\alpha}{dt} \right)_f = \frac{1}{G} \cdot \frac{d\tau}{dt} + \frac{\tau}{\eta}. \quad (2)$$

In considered case, it is important to determine the conditions for the development of the pressure pulse at the bottom of the well, taking into account the velocity of the shock wave from the mouth and its connection with the viscoelastic properties of the medium.

Let us consider the possibility of breaking the continuity of a viscous fluid

$$\frac{d}{dx} \left(\eta \frac{du}{dx} \right) = 0, \quad (3)$$

where x – coordinate along the length of the well.

The fluid viscosity along the depth of the well may differ:

$$x < l; \eta = \eta_1; \eta_1 \gg \eta_2;$$

$$x > l; \eta = \eta_2.$$

Let us determine the relationship between the velocity of the fluid and its viscosity:

$$\frac{du}{dx} = \frac{C_1}{\eta}; \quad x = 0; \quad u = u_0,$$

where C_1 – coefficient of pressure change along the depth of the well, Pa.

The velocity of the fluid is determined by the initial velocity set at the wellhead and is the function of viscosity, taking into account the depth of the well

$$u = u_0 + C_1 \int_0^x \frac{dx}{\eta(x)}. \quad (4)$$

The motion of the borehole fluid relative to the instantaneous position of the shock wave is determined as follows:

$$u = u_0 + \frac{C_1 x}{\eta_1}, \quad x < l;$$

$$u = u_0 + \frac{C_1 l}{\eta_1} + \frac{C_1(x-l)}{\eta_2}, \quad x > l. \quad (5)$$

When the bottomhole is reached:

$$x = L; \quad u = 0;$$

$$u_0 + \frac{C_1 l}{\eta_1} + \frac{C_1(L-l)}{\eta_2} = 0.$$

From here

$$C_1 = -\frac{u_0}{\frac{l}{\eta_1} + \frac{L-l}{\eta_2}}. \quad (6)$$

Substituting equation (6) into (5), the velocity of fluid in the well is found as

$$u = u_0 - \frac{u_0 l}{\eta_1 \left(\frac{l}{\eta_1} + \frac{L-l}{\eta_2} \right)} - \frac{(x-l)u_0}{\left(\frac{l}{\eta_1} + \frac{L-l}{\eta_2} \right) \eta_2}. \quad (7)$$

The pressure pulse created at the bottom of the well, according to Zhukovsky's formula, is determined by the change in the velocity of the fluid

$$\Delta p = \rho c \Delta u, \quad (8)$$

where ρ – density of the liquid; c – velocity of the shock wave.

The change in the velocity of the fluid when the shock wave reaches the bottom of the well

$$\Delta u = \frac{(L-l)u_0}{\eta_2 \left(\frac{l}{\eta_1} + \frac{L-l}{\eta_2} \right)}, \quad (9)$$

where $u_0 = \sqrt{\frac{2P}{\rho}}$.

Then equation (8) takes the form [12]

$$\Delta P = \rho c \frac{(L-l) \cdot \sqrt{\frac{2P}{\rho}}}{\eta_2 \left(\frac{l}{\eta_1} + \frac{L-l}{\eta_2} \right)}. \quad (10)$$

For the technical calculation according to the formula (10) we accept the following assumptions, which are at most correspond to the test conditions: L – depth of the well, 1600 m; l – height of the agent fluid column from the wellhead, from 1 to 800 m; η_1 – dynamic viscosity of the agent fluid from 1.5 to 10.0 MPa·s; η_2 – dynamic viscosity of the working fluid 1.0 MPa·s; P – generated pulse pressure at the wellhead, from 1 to 20 MPa; ρ – density of the borehole fluid, assumed equal to 1050 kg/m³ (since there are two liquids in the well with densities that differ little from the density of the technical (formation) water); c – for referent conditions equal to the velocity of sound in water 1000 m/s (for pipeline systems). Results are shown in fig. 2.

As seen in the fig. 2, with the increase in the pressure pulse P generated at the wellhead, the development of the pressure pulses at the bottomhole ΔP occurs in a power-law manner. For a more detailed analysis, we will expand it into components depending on the ratio of the filling of the well with the agent fluid (fig. 3):

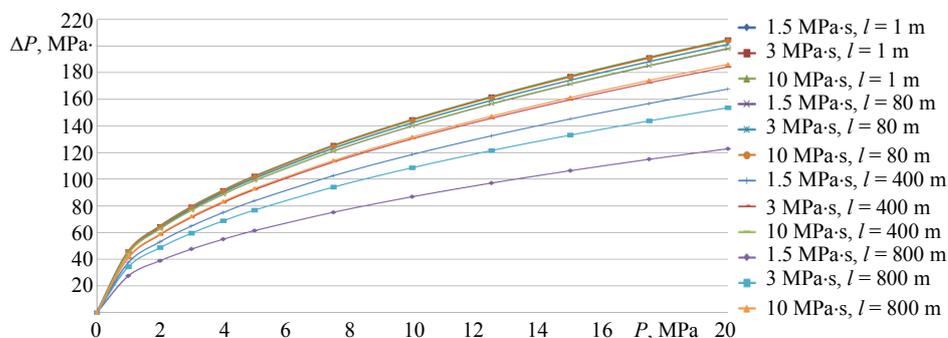


Fig. 2. The analytical dependence of the pressure pulses development at the bottom from the generated pulse at the wellhead, the height of the column and the viscosity of the agent fluid

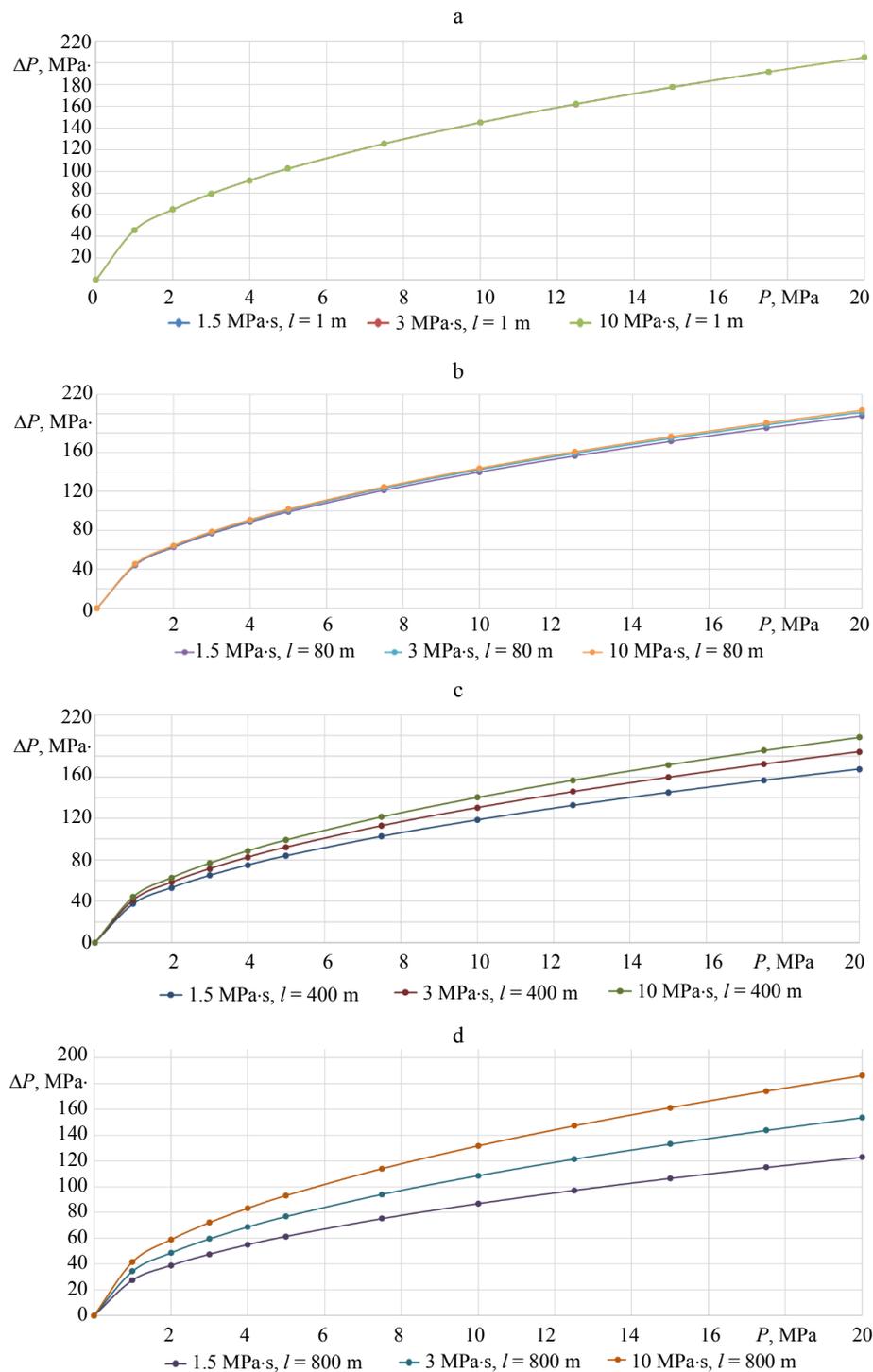


Fig. 3. Dependences of the change in the effecting impulse on the ratio of the fluids' volumes in the well: a – calculations at a fluid height of 1 m; b – calculations with a height of 80 m; c – calculations at a fluid height of 400 m; d – calculations with a height of 800 m

Analyzing the graphs in the fig. 3, it can be concluded that at low altitudes agent fluid pressure drop created at the borehole bottom is virtually independent of changes in the dynamic viscosity of the agent fluid, and depends only on pressure pul-

ses P , generated at the wellhead. With further increase in height of agent fluid column and decrease of working fluid column height, differences of their dynamic viscosities have an increasing negative effect on pressure's pulse amplitude generated

on the bottom ΔP at the same pressure pulses P generated at the wellhead. At a ratio of the heights of the agent fluid and the working fluid of 1:1 and the relatively small difference in their dynamic viscosities, the efficiency of forming the pressure pulses at the bottom of the well is almost halved. To maintain the maximum pressure pulse produced at the bottom ΔP , when using a large amount of agent fluid, it is necessary to increase its dynamic viscosity relative to the working fluid by several times.

CONCLUSION

The conducted analytical studies prove the efficiency of applying the hydrodynamic technology with the use of various liquids with different viscoelastic characteristics and obtaining a synergetic effect in the development, repair and operation of wells in complex geological conditions.

REFERENCES

- Alekseev A. D., Zhukov V. V., Strizhnev K. V., Cherevko S. A. (2017) Research of Hard-to-Recovery and Unconventional Oil-Bearing Formations According to the Principle "In-Situ Reservoir Fabric". *Zapiski Gornogo Instituta = Journal of Mining Institute*, 228, 695–704 (in Russian).
- Leusheva E. L., Morenov V. A. (2017) Development of Combined Heat and Power System with Binary Cycle for Oil and Gas Enterprises Power Supply. *Neftyanoe Khozyaystvo – Oil Industry*, (7), 104–106 (in Russian). <https://doi.org/10.24887/0028-2448-2017-7-104-106>.
- Morenov V., Leusheva E. (2016) Energy Delivery at Oil and Gas Wells Construction in Regions with Harsh Climate. *International Journal of Engineering, Transactions B: Applications*, 29 (2), 274–279. <https://doi.org/10.5829/idosi.ije.2016.29.02b.17>.
- Leusheva E. L., Morenov V. A. (2015) Combined Oilfield Power Supplying System with Petroleum Gas Utilization as an Energy Carrier. *Neftyanoe Khozyaystvo – Oil Industry*, (4), 96–100 (in Russian).
- Dyblenko V. P., Kamalov R. N., Tufanov I. A., Shariffulin R. Ya. (2000) *Increase of Well Productivity and Recovery with the Use of Vibrowave Impact*. Moscow, Nedra Publ. 381 (in Russian).
- Lebedev V. A., Leusheva E. L., Morenov V. A. (2015) Complex Power Supply at Well Drilling in Complicated Climate Conditions. *Zapiski Gornogo Instituta = Journal of Mining Institute*, 213, 47–53 (in Russian).
- Morenov V., Leusheva E., Martel A. (2018) Investigation of the Fractional Composition Effect of the Carbonate Weighting Agents on the Rheology of the Clayless Drilling Mud. *International Journal of Engineering, Transactions A: Basics*, 31 (7), 1152–1158. <https://doi.org/10.5829/ije.2018.31.07a.21>.
- Morenov V., Leusheva E. (2017) Development of Drilling Mud Solution for Drilling in Hard Rocks. *International Journal of Engineering, Transactions A: Basics*, 30 (4), 620–626. <https://doi.org/10.5829/idosi.ije.2017.30.04a.22>.
- Leusheva E., Morenov V. (2017) Research of Clayless Drilling Fluid Influence on the Rocks Destruction Efficiency. *International Journal of Applied Engineering Research*, 12 (6), 945–949.
- Vakhitov G. G., Simkin E. M. (1985) *The Use of Physical Fields for Oil Recovery from Oil-Bearing Formations*. Moscow, Nedra Publ. 231 (in Russian).
- Shipulin A. V., Kupavikh K. S., Kupavikh A. S. (2016) Increasing the Energy Efficiency of a Pump Unit under Pulse Hydraulic Fracturing Breakdown. *St. Petersburg State Polytechnical University Journal*, 254 (4), 39–44 (in Russian). <https://doi.org/10.5862/jest.254.5>.
- Nikolayev N. I., Shipulin A. V., Kupavikh K. S. (2015) Energy Efficiency Improvement of Well Development. *St. Petersburg State Polytechnical University Journal*, 219 (2), 48–57 (in Russian). <https://doi.org/10.5862/jest.219.6>.
- Al-Hashim H., Kissami V., Al-Yousef H. Y. (1993) Effect of Multiple Hydraulic on Gas-Well Performans. *Journal of Petroleum Technology*, 45 (6), 558–563 <https://doi.org/10.2118/23591-pa>.
- Mikhalyuk A. V. (1986) *Shooting and Pulsed Well Fracturing*. Kiev, Naukova Dumka Publ. 207 (in Russian).
- Buryan Yu. A., Sorokin V. N., Lezskin F. Yu. (2009) Local Well Fracturing by Means of Implosion Impact. *Neft' i Gaz [Oil and Gas]*, 75 (3), 53–58 (in Russian).
- Nikolaev N. I., Shipulin A. V., Kupavikh K. S. (2015) Results of Studies and Effectiveness of Application of Complex Technique of Chemical Treatment of Bottom-hole Zone. *Territorija Neftegaz = Oil and Gas Territory*, (4), 100–104 (in Russian).
- Nigmatullin R. I., Pizch V. A., Simonenkov I. D. (1983) The Effect of Anomalous Fluctuations with Intensive Pressure Surges in the Shock Wave, Propagating in Water Suspension of Bentonite Clay. *Izvestiya Vysshikh Uchebnykh Zavedenii. Neft' i Gaz = Oil and Gas Studies*, (11), 45–47 (in Russian).
- Shipulin A. V. (2009) The Usage of a Borehole Fluid Mass Inertia on Exposure to a Formation. *Neft'. Gaz. Novatsii [Oil. Gas. Innovations]*, (2), 34–35 (in Russian).
- Shipulin A. V., Kupavikh K. S. (2016) Experience of Selective Baro-Interaction Technology Application. *Neft'. Gaz. Novatsii [Oil. Gas. Innovations]*, 195 (12), 71–74 (in Russian).
- Maxwell J. C. (2001) *Matter and Motion*. Izhevsk: NITS "Regulyarnaya i Khaoticheskaya Dinamika". 178 (in Russian).
- Kupavikh K. S. (2015) *The Rationale and Development of Integrated Technologies for the Development and Repair of Wells in Low-Permeability Carbonate Reservoirs*. St. Petersburg. 20 (in Russian).

Received: 27.11.2018

Accepted: 29.01.2019

Published online: 29.03.2019

<https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-171-180>

УДК 691.16

Моделирование асфальтобетона методом дискретных элементов

Канд. хим. наук, доц. В. В. Алексеенко¹⁾, К. Ю. Вабищевич¹⁾, доц. Е. В. Верхотурова¹⁾

¹⁾Иркутский национальный исследовательский технический университет (Иркутск, Российская Федерация)

© Белорусский национальный технический университет, 2019
Belarusian National Technical University, 2019

Реферат. В статье для исследования композиционного материала, похожего по строению на асфальтобетон, рассмотрена математическая модель, которая явно учитывает наличие твердых частиц разных размеров и мягкого и пластичного связующего. Методом дискретных элементов в двумерной постановке исследовано разрушение асфальтобетонных образцов при одноосном сжатии, растяжении при расколе и сжатии по методу Маршалла. Численная модель учитывает наличие крупных частиц щебня, асфальтовой мастики, заполняющей поры в щебне, и липкой (способной восстанавливаться после разрыва) связи между частицами щебня. Силовое взаимодействие между различными компонентами асфальтобетона описано с помощью упругого отталкивания между частицами щебня, силы трения и силы, отвечающей за прилипание частиц, ввиду наличия вяжущего. Эта модель дает правильную, совпадающую с реальным экспериментом картину разрушения для одноосного сжатия, растяжения при расколе и сжатия по методу Маршалла. Именно правильная картина разрушения для трех различных схем нагружения материала позволяет оценить адекватность использованной математической модели. Установлены основные физико-механические характеристики вяжущего, которые определяют прочность и деформативность асфальтобетона. Показано, что для адекватного описания физико-механических характеристик асфальтобетона необходимо изучать и измерять свойства асфальтовяжущего – смеси битума и мелкодисперсного минерального наполнителя, определяющего параметры взаимодействия между частицами щебня. На основании выполненных авторами численных экспериментов можно предложить новые лабораторные методы испытаний смеси каменных материалов и органических связующих, которые намного более просты и, следовательно, дешевле, чем стандартные испытания асфальтобетона. Кроме того, эти испытания будут точнее предсказывать поведение асфальтобетона в реальных условиях.

Ключевые слова: метод дискретных элементов, асфальтобетон, асфальтовяжущее, разрушение, прочность, деформативность, одноосное сжатие, растяжение при расколе, сжатие по методу Маршалла

Для цитирования: Алексеенко, В. В. Моделирование асфальтобетона методом дискретных элементов / В. В. Алексеенко, К. Ю. Вабищевич, Е. В. Верхотурова // *Наука и техника*. 2019. Т. 18, № 2. С. 171–180. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-171-180>

Modeling of Asphalt Concrete While Using Discrete Element Method

V. V. Alekseenko¹⁾, K. Yu. Vabishchevich¹⁾, E. V. Verkhoturova¹⁾

¹⁾Irkutsk National Research Technical University (Irkutsk, Russian Federation)

Abstract. The paper considers a mathematical model which is used to study a composite material similar in structure to asphalt concrete and it takes into account presence of solid particles of different sizes and a soft and plastic binder. The two-dimensional method of discrete elements has been applied to investigate destruction of asphalt-concrete samples under uniaxial compression, tension during splitting and compression by the Marshall method. The numerical model takes into account presence of large particles of rubble, asphalt mastic filling rubble pores and sticky (capable of recovering after rupture) communication between rubble particles. The force interaction between various components of the asphalt concrete has been described with the help of elastic repulsion between rubble particles, friction force and force responsible for sticking of particles due to presence of a binder. This model gives a correct fracture pattern for uniaxial compression, stretching during splitting and compression according to the Marshall method and this pattern coincides with the real experiment. It is the correct picture

Адрес для переписки

Алексеенко Виктор Викторович
ул. Лермонтова, 83,
Иркутский национальный исследовательский
технический университет
664074, г. Иркутск, Российская Федерация,
Тел.: +7 914 875-7915
alavic59@yahoo.com

Address for correspondence

Alekseenko Viktor V.
83, Lermontov str.,
Irkutsk National Research
Technical University
664074, Irkutsk, Russian Federation
Tel.: +7 914 875-7915
alavic59@yahoo.com

of destruction for three different schemes of material loading which makes it possible to assess the adequacy of the mathematical model which has been used. Basic physico mechanical characteristics of the binder which determine strength and deformability of asphalt concrete have been established in the paper. It has been shown that for an adequate description of physico mechanical characteristics for asphalt concrete it is necessary to study and measure properties of an asphalt binder that is a mixture of bitumen and fine mineral filler which determines parameters of interaction between rubble particles. The numerical experiments serve as a basis and make it possible to propose new laboratory methods for testing a mixture of stone materials and organic binders which are much simpler and, therefore, cheaper than standard tests on asphalt concrete. In addition these tests will more accurately predict behavior of asphalt concrete in real conditions.

Keywords: discrete element method, asphalt concrete, asphalt binder, fragmentation, strength, deformability, uniaxial compression, indirect tensile test, Marshall compression

For citation: Alekseenko V. V., Vabishchevich K. Yu, Verkhoturova E. V. (2019) Modeling of Asphalt Concrete While Using Discrete Element Method. *Science and Technique*. 18 (2), 171–180. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-171-180> (in Russian)

Введение

Асфальтобетон – один из самых распространенных композиционных строительных материалов, и тем не менее теоретические основы, описывающие его поведение, еще далеки от завершения. Связано это с тем, что он состоит из сильно различающихся по свойствам и размерам компонентов: твердый щебень и пластичный битум, камни размером в десятки миллиметров и минеральный порошок размером в десятки микрон. В такой ситуации компьютерное моделирование является практически единственным инструментом, с помощью которого возможно изучение поведения данного материала во всем его многообразии. Наиболее перспективный способ, позволяющий изучать и прогнозировать различные физико-механические характеристики асфальтобетона, – метод дискретных элементов (МДЭ) [1–5]. В последние годы он получил широкое распространение при решении задач механики горных пород, сыпучих сред, грунтов, композиционных материалов [6–13].

Цель исследований авторов – обоснование применимости двумерного МДЭ, разработанного в [6, 7], для описания физико-механических характеристик такого пластичного материала, как асфальтобетон. Очевидно, что к физическому эксперименту более приближена его численная трехмерная модель. Кроме того, некоторые механизмы разрушения могут принципиально отличаться при двумерном и трехмерном моделировании. Однако большая часть современных работ по численному исследованию свойств асфальтобетона выполнена в рамках двумерной модели. Связано это с тем, что при трехмерном моделировании из-за большого объема вычислений исследователи вынуждены делать упрощающие предположе-

ния, а результаты этих упрощений чаще всего находятся на стадии проверки. При двумерном моделировании время счета сокращается как минимум на два порядка. Ограничением двумерного моделирования является то, что можно решать только те задачи, ответы на которые будут иметь значение и для трехмерных моделей.

В процессе исследований решены следующие основные задачи:

- а) сравнение механизма разрушения реальных и модельных образцов асфальтобетона;
- б) оценка влияния модуля упругости частиц щебня на прочность асфальтобетона;
- в) определение взаимосвязи между параметрами индивидуального взаимодействия между частицами щебня и физико-механическими характеристиками асфальтобетона;
- г) выбор модели для описания асфальтовой мастики (смеси битума и мелкодисперсного заполнителя).

Метод исследования – дискретная модель асфальтобетона

Предлагаемая модель асфальтобетона является модификацией модели дискретной среды, приведенной в [6, 7], где дано подробное описание алгоритма вычислений, вида сил и способа учета этих сил при реальном взаимодействии твердых частиц. Далее приведем наиболее важные особенности именно нашей модели, которые помогут понять механизм взаимодействия твердых частиц. Исследуемый композиционный материал состоит из каменного наполнителя и асфальтовяжущего. К первому относятся щебень и песок, ко второму – битум с модифицирующими его свойствами минеральными порошками и неорганическими или органическими компонентами типа полимеров, резины и др. Скелетная часть асфальтобетона

состоит из зерен щебенки, поры которых частично или полностью заполнены пластичной мастикой – смесью асфальтовяжущего с песком. Зерна щебня, имеющие форму, как показано на рис. 1, непосредственно на своих контактах склеены тонким слоем асфальтовяжущего, т. е. мастикой без песка или с его малой долей (рис. 2).

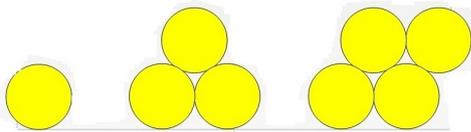


Рис. 1. Форма неразрушаемых частиц щебня
Fig. 1. Form of non-destructive rubble particles



Рис. 2. Структура реального асфальтобетона
Fig. 2. Structure of real asphalt concrete

В двумерной модели зерна щебня моделируются неразрушаемыми элементами – дисками единичной толщины (рис. 1); модельные частицы песка представляют собой отдельные диски единичной толщины; асфальтовяжущее в модели присутствует только в виде виртуальных пружин, склеивающих дискретные элементы. Взаимодействия между последними, возникающие в результате приложения к ним внешних нагрузок, осуществляются путем ввода четырех типов сил: отталкивания, трения, прилипания и притяжения. Силы отталкивания между дисками возникают при их пересечении. При этом значения этих сил, направленных к центрам контактирующих дисков, линейно зависят от их модуля упругости и величины их перекрытия. В результате смещения контактирующих элементов относительно друг друга между ними возникают силы трения, действующие по касательной к дискам и направленные против их относительного движения. Эти силы пропорциональны модулю силы отталкивания и коэффициенту трения элементов.

Пластичное поведение расположенной в порах между зернами щебня мастики моделируется введением направленных к центрам взаимодействующих дисков – частиц песка сил притяжения, которые возникают при соприкосновении частиц песка и пропадают при превышении заданной величины зазора между ними. Эти силы моделируются растяжением виртуальных пружин притяжения, концы которых закрепляются в центрах взаимодействующих дисков. Склеивающее воздействие связующего на контактах зерен щебня моделируется введением виртуальных пружин прилипания. Вводятся они при соприкосновении диска одного кластера с диском другого кластера. В процессе смещения и вращения дисков концы пружины прилипания расходятся, и между дисками возникают силы прилипания, пропорциональные ее длине и заданной жесткости, пружина разрывается при достижении ею заданной предельной величины. При повторном контакте данных дисков между ними снова вводится пружина прилипания.

Взаимодействие между зернами щебня и мастикой моделируется введением пружины прилипания между кластерными дисками – зернами щебня и дисками – частицами песка. Отличаются эти пружины прилипания от приведенных выше только тем, что они существенно менее прочные. Схема сил, действующих в рассматриваемой модели, представлена на рис. 3. На рисунке использованы общепринятые обозначения [14]. Оригинальное обозначение имеет только сила прилипания.

Таким образом, приведенная модель взаимодействия между элементами асфальтобетона обладает следующими свойствами. Мастика, состоящая из частиц песка, взаимодействующих между собой и с асфальтовяжущим путем отталкивания, трения и притяжения, будет пластична и относительно легко изменять свою форму под действием внешних сил. Скелет асфальтобетона, состоящий из зерен щебня, склеенных асфальтовяжущим посредством введения пружин прилипания, приобретает сдвиговую прочность и прочность на растяжение. Следует обратить внимание на то, что характеристика пружины прилипания на разрыв определяется свойствами асфальтовяжущего, а не битума. Физико-механические свойства асфальтовяжущего могут кардинально отличаться от характеристик битума, особенно при ис-

пользовании активированных и модифицированных минеральных порошков [15–20].

При исследовании физико-механических характеристик асфальтобетона, как правило, используют три схемы определения прочности цилиндрических образцов: одноосное сжатие, растяжение при расколе (indirect tensile test), сжатие по Маршаллу (рис. 4–6). Чтобы определить применимость той или иной численной модели для описания асфальтобетона, используем два критерия.

Первый, качественный, – это сравнение механизма разрушения образцов в численном и реальном экспериментах. Если учитывать все основные взаимодействия и правильно выбрать параметры, то механизмы разрушения в численном и реальном экспериментах должны быть похожи. Второй, количественный, критерий – это удовлетворительное совпадение значений прочности и работы разрушения образцов в численном и физическом экспериментах.

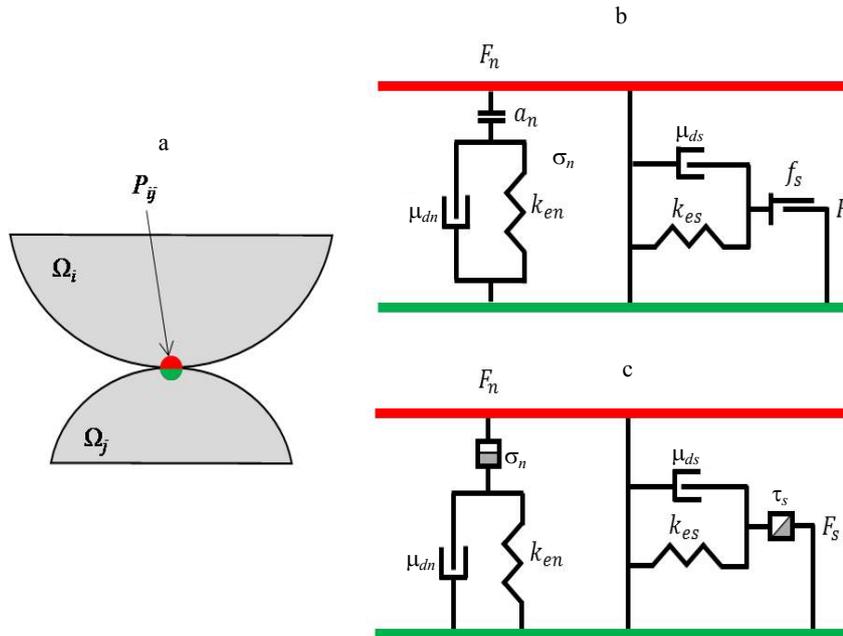


Рис. 3. Схема сил, действующих в модели: а – вязкоупругого контактного взаимодействия между частицами Ω_i и Ω_j , контактирующими в точке P_{ij} ; б – контакт «мастика–мастика»; с – контакты «частица–мастика» и «частица–частица»; μ_{dn} , μ_{ds} – демпфирующий фактор для нормальных и сдвигающих сил; a_n – наличие жесткого контакта при столкновении частиц; k_{en} , k_{es} – жесткость пружины при нормальном контакте и сдвиге; σ_n , τ_s – жесткость пружины прилипания в нормальном и касательном направлениях; F_S – коэффициент трения; наполовину зачерненный квадрат – сила прилипания

Fig. 3. Scheme of forces acting in model: а – viscoelastic contact interactions between particles Ω_i and Ω_j contacting in point P_{ij} ; б – “mastic–mastic” contact; с – “particle–mastic” and “particle–particle” contacts; μ_{dn} , μ_{ds} – damping factor for normal and shear forces; a_n – presence of hard contact at collision of particles; k_{en} , k_{es} – spring stiffness when in normal contact and shear; σ_n , τ_s – stiffness of spring sticking in normal and tangential directions; F_S – friction coefficient; half-blackened square – adhesion strength

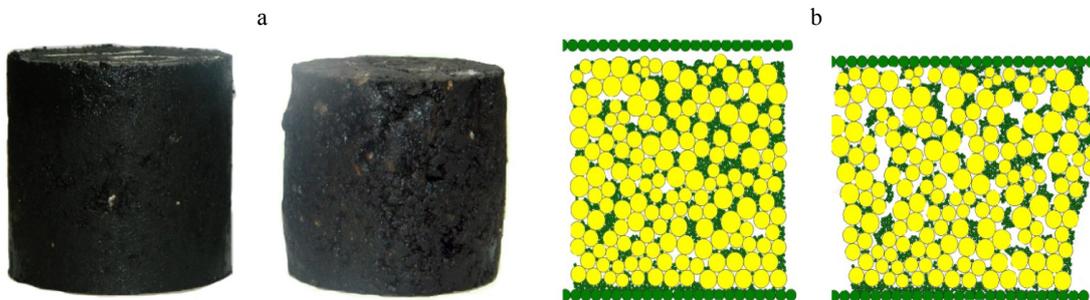


Рис. 4. Картина разрушения при одноосном сжатии реального образца (а) и компьютерной модели (б) для липкой связи между частицами щебня

Fig. 4. Fragmentation pattern at uniaxial compression of real sample (а) and computer model (б) for adhesive bond between rubble particles

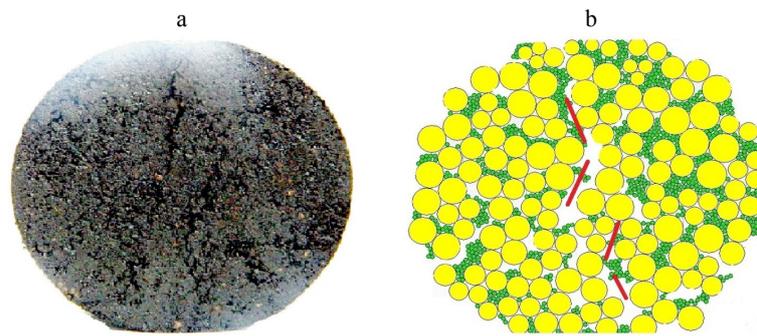


Рис. 5. Картина разрушения при растяжении при расколе реального образца (a) и компьютерной модели (b) для липкой связи между частицами щебня

Fig. 5. Fragmentation pattern at indirect tensile test of real sample (a) and computer model (b) for adhesive bond between rubble particles

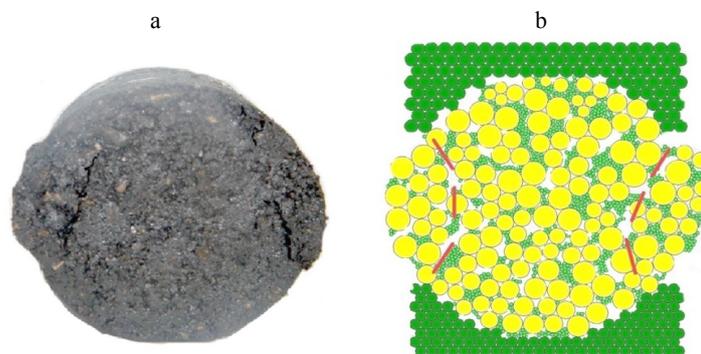


Рис. 6. Картина разрушения при испытаниях по Маршаллу реального образца (a) и компьютерной модели (b) для липкой связи между частицами щебня

Fig. 6. Fragmentation pattern at Marshall testing of real sample (a) and computer model (b) for adhesive bond between rubble particles

Одна из важных характеристик, влияющих на прочность асфальтобетона, – форма и гранулометрический состав фракции щебня. Кроме того, большое влияние на прочность и механизм разрушения оказывает плотность упаковки [21, 22]. В двумерном случае зависимость прочности от гранулометрического состава и от пористости может быть иной. Поэтому на данном этапе исследований нет необходимости подбирать форму и состав твердых частиц в строгом соответствии с реальными трехмерными образцами. Большинство экспериментов проводилось на одном и том же образце, из которого вырезались нужные по форме экземпляры для разных схем испытаний. Модельный образец асфальтобетона изготавливался путем насыпки в емкость, ограниченную с боков и снизу жесткими вертикальными стенками и горизонтальным основанием, кластеров различных размеров, моделирующих зерна щебня, и на порядок меньших дисков, с помощью которых моделировались частицы песка.

На первом этапе исследований определялся характер взаимодействия, ответственного за прилипание зерен щебня, и оценивалось влияние модуля упругости зерен щебня на прочностные характеристики образца. Дело в том, что возможны два принципиально разных описания взаимодействия между зернами щебня – хрупкая и липкая связи. В случае хрупкой связи между зернами щебня после ее разрыва она не восстанавливается при их повторном соприкосновении, при липкой – восстанавливается и, более того, в процессе деформирования образца образуются новые липкие связи при контакте зерен, ранее не соприкасавшихся между собой. Интуитивно понятно, что для описания асфальтобетона больше подходит липкая связь, но для строгости подхода необходимо было увидеть разницу в механизмах разрушения. Численное моделирование показало, что при хрупкой связи механизм разрушения был похож на механизм реального разрушения цементобетонных образцов (рис. 7), а при липкой связи происходило разбухание образцов (рис. 4), что характерно для асфальтобетона.

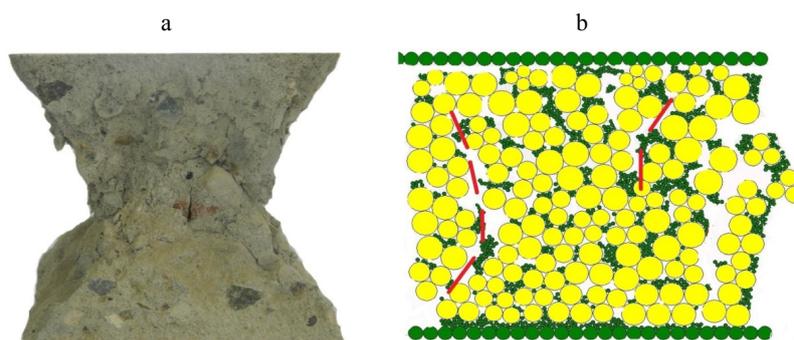


Рис. 7. Картина разрушения при одноосном сжатии реального образца (а) и компьютерной модели (b) для хрупкой связи между частицами щебня

Fig. 7. Fragmentation pattern at uniaxial compression of real sample (a) and computer model (b) for brittle bond between rubble particles

Поэтому в дальнейшем численные эксперименты проводились только с липкой связью между зернами щебня. Расчеты показали также, что при одноосном сжатии образец с хрупкой связью между зернами щебня имеет прочность более чем в два раза меньшую, чем с липкой связью при одной и той же прочности отдельной связи.

Далее исследовался вопрос о выборе величины модуля упругости зерен щебня. При численном решении данной задачи возникает проблема, заключающаяся в том, что скорость счета программ, использующих МДЭ, обратно пропорциональна квадратному корню из модуля упругости. Поэтому желательно выбирать наименьшее значение модуля упругости, но при этом не оказывающее существенного влияния на прочностные характеристики. Проведенные численные эксперименты на одноосное сжатие и раскол показали, что изменение модуля упругости зерен щебня даже на два порядка не приводит к заметному изменению прочности образцов. В дальнейших экспериментах модуль упругости зерен щебня выбирался равным 5 ГПа, что в десятки раз меньше реальных значений. В оправдание такого выбора отметим, что наличие тонкого слоя асфальтовяжущего вокруг зерен щебня приведет к заметному реальному уменьшению их модуля упругости. Как показывает опыт моделирования по МДЭ [7], основным критерием при выборе данной характеристики является то, что жесткость пружин отталкивания должна быть как минимум на порядок больше жесткости пружин всех остальных взаимодействий.

Второй этап исследований был посвящен описанию взаимодействия, ответственного за прилипание зерен щебня. Как показали результаты численного эксперимента, разрушающая нагрузка и деформация образца при одноосном сжатии связаны с прочностью и максимальной деформацией разрыва виртуальной пружины единичной связи (рис. 8, 9). Из рис. 8 следует, что прочность образца на сжатие в значительной степени определяется прочностью единичной связи на сдвиг и разрыв, трение вносит небольшой вклад. Отметим, что в широком диапазоне значений прочность образца на одноосное сжатие линейно зависит от прочности связи между частицами щебня на сдвиг и разрыв. Деформация образца в момент разрушения также линейно зависит от максимальной деформации разрыва единичной связи (рис. 9), но не так сильно, как прочность. Это связано с тем, что в процессе разрушения за счет прилипания образуются новые связи, и образец в целом более пластичен, чем единичная связь.

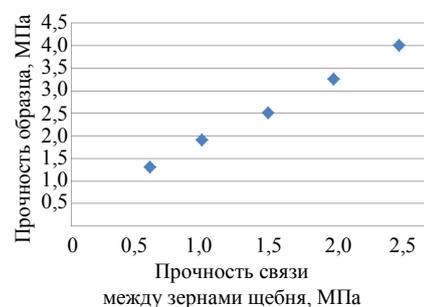


Рис. 8. Зависимость прочности образца при одноосном сжатии от прочности связи между зернами щебня

Fig. 8. Dependence of sample strength at uniaxial compression on adhesion strength between rubble particles

Деформативность образца определяется как изменение длины образца, деленное на его начальную длину. Таким образом, характеристики прочности и максимальной деформации разрыва виртуальной пружины связи, используемые в численном эксперименте, могут быть извлечены из реального эксперимента по разрушению асфальтобетонных образцов. Конечно, нужно помнить, что и форма частиц, и коэффициент трения оказывают определенное влияние на прочность образцов.

На третьем этапе решался вопрос выбора модели для описания асфальтовой мастики. Основные свойства мастики: пластичность, несжимаемость, определенная когезионная прочность и адгезия к частицам щебня. Все эти характеристики удобно моделировать с помощью набора твердых мелких частиц (чтобы могли поместиться в поры щебня), обладающих взаимодействием притяжения и небольшим прилипанием. Аттракция обеспечивает прочность мастики на разрыв, позволяя ей при этом пластично деформироваться; прилипание – связь мастики с частицами щебня; твердость мелких частиц, входящих в состав мастики, обеспечивает несжимаемость. Частицы мастики обладают заметно меньшим прилипанием, чем частицы щебня. Это связано с тем, что между частицами щебня находится асфальтовяжущее (смесь битума и минерального порошка), а, как известно из реального эксперимента [15], мелкодисперсный порошок сильно изменяет структуру битума и увеличивает его жесткость.

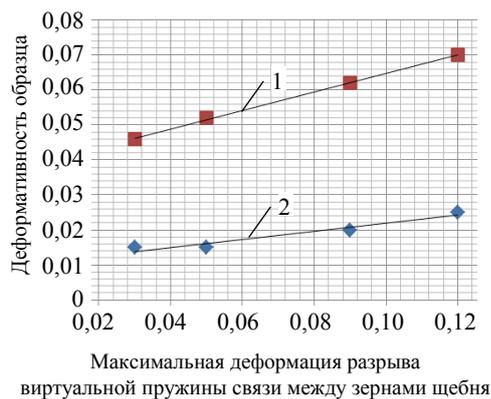


Рис. 9. Зависимость деформативности образца при одноосном сжатии от деформативности связи между частицами щебня: 1 – деформация при разрушении; 2 – деформация, при которой появляется первая трещина

Fig. 9. Dependence of sample deformability at uniaxial compression on connection deformability between rubble particles: 1 – deformation at fragmentation; 2 – first split deformation

Правильность модели описания асфальтовой мастики обосновывается следующими численными экспериментами. Во-первых, исследуются картины разрушения образцов при трех схемах нагружения (рис. 4–6), из которых следует, что рассматриваемая модель достаточно корректно описывает все три схемы испытаний асфальтобетонных образцов. Во-вторых, определяются прочность образца и работа разрушения при разных схемах нагружения. При этом важны не абсолютные значения характеристик, а относительные значения при разных схемах нагружения. Дело в том, что в настоящее время не известны реальные значения жесткости и деформативности связей между частицами, а они являются параметрами численной модели. Но при заданных параметрах единичной связи получаются определенные соотношения между прочностью образца и работой разрушения при разных схемах нагружения. Значения прочности, работы разрушения и деформация образцов в момент разрушения приведены в табл. 1. При этом прочность связи, ответственной за прилипание частиц щебня, равнялась 1 МПа, коэффициент трения между частицами щебня – 0,3, прочность связи, ответственной за аттракцию частиц асфальтовой мастики, – 1 МПа.

Таблица 1

Физико-механические характеристики асфальтобетона в модели дискретных элементов
Physical and mechanical characteristics of asphalt concrete in model of discrete element method

Схема нагружения	Прочность, МПа	Работа разрушения, о. е.	Относительная деформация в момент разрушения
Раскол	0,5	0,007	0,028
Одноосное сжатие	1,5	0,020	0,030
Сжатие по методу Маршалла	2,6	0,040	0,035

Для сравнения численных результатов с реальным экспериментом удобно выразить работу разрушения в относительных единицах, где в качестве единицы измерения введем следующую величину:

$$A_0 = PSL, \quad (1)$$

где P – прочность образца; S – площадь сечения образца, перпендикулярного к силе; L – высота образца.

Рассмотрим реальный эксперимент по одноосному сжатию асфальтобетонных образцов диаметром и высотой 71 мм при 50 °С и скорости 50 мм/мин (ГОСТовские испытания при определении угла внутреннего трения и сцепления); для битума марки БНД 90/130 прочность примерно равна 2 МПа. Тогда для эталона работы получаем

$$A_0 = 2 \cdot 10^6 \cdot 40 \cdot 10^{-4} \cdot 0,071 = 568 \text{ Дж.} \quad (2)$$

Работа разрушения реальных образцов при одноосном сжатии при 50 °С равна примерно 15 Дж, или 0,026 о. е. Работа разрушения реальных асфальтобетонных образцов при сжатии по методу Маршалла обычно в два-три раза больше, чем при одноосном сжатии. Деформативность образцов асфальтобетона типа Б по ГОСТ 9128–2013 при одноосном сжатии при 50 °С составляет 0,026. Получается неплохое совпадение численных расчетов с экспериментами, при условии, что используется двумерная модель.

Отметим, что в отличие от [8, 11–13] в нашей работе такое пластическое вещество, как битум, описывается упругой силой, которую мы называем прилипанием. Отличие силы прилипания от чисто упругой заключается в том, что при определенном растяжении она рвется, а при обратном сближении частиц эта сила восстанавливается. Свойства связующего – марка битума, температура, наличие полимерных добавок и другие – учитываются путем изменения параметров k_{en} , k_{es} , σ_n , τ_s . Это свойство модели позволяет проводить исследования асфальтобетона при различных температурах и с разными связующими. Учет пластической деформации битума при численном моделировании заставляет вводить в модель дополнительные параметры, значения которых не определены в реальных экспериментах. Поэтому модели, использованные в [8, 11–13], необходимы и оправданы при описании динамических экспериментов. Для описания статических экспериментов, по нашему мнению, возможно исполь-

зовать только упругие силы, значительно ускоряющие вычисление.

Альтернативный методу дискретных элементов подход для описания асфальтобетона использовался в [23]. Там определены свойства связующего из реального эксперимента по разрушению образцов асфальтобетона при различных температурах и механических нагрузках. Затем полученные характеристики связующего использованы для аналитического описания асфальтобетона с применением модели фракталов. Основная проблема при таком подходе заключается в том, что в экспериментах с асфальтобетоном очень трудно корректно вычислить параметры связующего (МДЭ как раз позволяет оценить взаимосвязь характеристик связующего и прочностных характеристик асфальтобетона). Как показано в [23], свойства связующего очень сильно (экспоненциально) зависят от температуры и других параметров, поэтому для получения достоверных данных необходимо проведение большого числа громоздких (затратных) и точных экспериментов. Если бы авторы [23] смогли бы надежно установить характеристики связующего, то эти данные с успехом могли использоваться при моделировании методом дискретных элементов без необходимости привлечения модели фракталов.

Еще одним фактором в пользу данного выбора модели представления мастики служит то, что она описывается параметрами, которые можно определить экспериментально. Прочность мастики на разрыв и ее растяжимость однозначно определяют характеристики взаимодействия притяжения. Взаимодействие мастики и щебня, описываемое прилипанием, также можно определить экспериментально.

Таким образом, если из простого реального эксперимента определить характеристики единичной связи, то с помощью численного моделирования можно определить прочностные характеристики образцов любой формы. Один из наиболее важных для практики выводов заключается в следующем: для более адекватного описания физико-механических характеристик асфальтобетона необходимо изучать и измерять не свойства битума, а свойства асфальтовязующего (смеси битума с мелкодисперсными минеральными наполнителями).

ВЫВОДЫ

1. С помощью метода дискретных элементов проанализирована возможность моделирования различных схем нагружения асфальтобетонных образцов. Для моделирования использована двумерная модель, которая позволяет установить основные физические параметры, определяющие прочность и деформативность реального асфальтобетона.

2. Предложена модель описания взаимодействия между различными компонентами асфальтобетона. Наиболее похожую на реальный эксперимент картину его разрушения дает липкая, а не хрупкая связь между частицами щебня.

3. Показано, что прочность и деформативность образцов однозначно зависят от характеристик единичной связи между компонентами асфальтобетона.

Авторы выражают искреннюю благодарность Г. Н. Хану, который не только предоставил программу по методу дискретных элементов, но и производил необходимые модификации программы по просьбе авторов и внес неоценимый вклад в написание статьи.

ЛИТЕРАТУРА

- Cundall, P. A. A Discrete Numerical Model for Granular Assemblies / P. A. Cundall, O. D. L. Strack // *Geotechnique*. 1979. No 29. P. 47–65.
- Zhang, D. The Calculation of Contact Forces Between Particles Using Spring and Damping Models / D. Zhang, W. Whiten // *Powder Technology*. 1996. Vol. 88. P. 59–64. [https://doi.org/10.1016/0032-5910\(96\)03104-x](https://doi.org/10.1016/0032-5910(96)03104-x).
- Zhang, D. A New Calculation Method for Particle Motion in Tangential Direction in Discrete Element Simulations / D. Zhang, W. Whiten // *Powder Technology*. 1999. Vol. 102, No 3. P. 235–243. [https://doi.org/10.1016/s0032-5910\(98\)00209-5](https://doi.org/10.1016/s0032-5910(98)00209-5).
- Potyondy, D. O. A Bonded-Particle Model for Rock / D. O. Potyondy, P. A. Cundall // *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.* 2004. Vol. 8, No 41. P. 1329–1364. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2004.09.011>.
- Дорофеев, С. О. Численное моделирование течения бидисперсного сыпучего материала во вращающемся реакторе / С. О. Дорофеев, Е. В. Полианчик, Г. Б. Манелис // *ДАН*. 2008. Т. 422, № 5. С. 615–617.
- Хан, Г. Н. О несимметричном режиме разрушения массива горных пород в окрестности полости / Г. Н. Хан // *Физическая мезомеханика*. 2008. Т. 11, № 1. С. 109–114.
- Хан, Г. Н. Моделирование методом дискретных элементов динамического разрушения горной породы / Г. Н. Хан // *Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых*. 2012. Т. 48, № 1. С. 110–117.
- Potyondy, D. O. The Bonded-Particle Model as a Tool for Rock Mechanics Research and Application: Current Trends and Future Directions / D. O. Potyondy // *Geosystem Engineering*. 2015. Vol. 18, No 1. P. 1–28. <https://doi.org/10.1080/12269328.2014.998346>.
- Discrete Element Method Modeling of the Rheological Properties of Coke/Pitch Mixtures / Behzad Majidi [et al.] // *Materials*. 2016. Vol. 9, No 5. P. 334–346. <https://doi.org/10.3390/ma9050334>.
- Yade Reference Documentation [Electronic Resource] / V. Šmilauer [et al.]. 2010. Mode of access: <http://yadedem.org/doc/>. Date of access: 29 April 2016.
- Investigation of Micro-Mechanical Response of Asphalt Mixtures by a Three-Dimensional Discrete Element Model / Shuguangl Hou [et al.] // *Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. ed.* 2015. Vol. 30, No 2. P. 338–343. <https://doi.org/10.1007/s11595-015-1150-5>.
- Zeleeuw, H. M. Micromechanical Modeling of Asphalt Concrete Uniaxial Creep Using the Discrete Element Method / H. M. Zeleeuw, A. T. Papagiannakis // *Journal Road Materials and Pavement Design*. 2010. Vol. 11, No 3. P. 613–632. <https://doi.org/10.1080/14680629.2010.9690296>.
- You, Z. Discrete Element Modeling to Predict the Modulus of Asphalt Concrete Mixtures / Z. You, W. G. Buttlar // *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2004. Vol. 16, No 2. P. 140–146. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0899-1561\(2004\)16:2\(140\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0899-1561(2004)16:2(140)).
- Potyondy, D. Material-Modeling Support in PFC [fistPkg25]: Technical Memorandum ICG7766-L, March 16, 2017 / D. Potyondy. Minneapolis, Minnesota: Itasca Consulting Group, Inc. 2017.
- Алексеев, В. В. Асфальтовяжущие, модифицированные полимерами и наночастицами углерода / В. В. Алексеев, Ю. В. Салтанова // *Вестник ИРГТУ*. 2012. № 12. С. 131–133.
- Андронов, С. Ю. Сравнение результатов получения композиционных асфальтобетонных смесей дисперсно-армированных с добавкой базальтового фиброволокна / С. Ю. Андронов, А. А. Задирака // *Вестник Кузбасского государственного технического университета*. 2017. № 2. С. 161–165.
- Rheological Properties and Chemical Analysis of Nano-Clay and Carbon Microfiber Modified Asphalt with Fourier Transform Infrared Spectroscopy / Hui Yao [et al.] // *Construction and Building Materials*. 2013. Vol. 38. P. 327–337.
- Шеховцова, С. Ю. Влияние углеродных нанотрубок на свойства ПБВ и асфальтобетона / С. Ю. Шеховцова, М. А. Высоцкая // *Вестник Московского государственного строительного университета*. 2015. № 11. С. 110–117.
- Evaluating the Effectiveness of Producing the Activated Mineral Powders from Technogenic Raw Materials for Asphalt Mixtures / A. Trautvain [et al.] // *Procedia Engineering*. 2015. Vol. 117. P. 350–356. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.172>.
- Kjndrashov, A. A. Dynamic Modulus Application in the Asphalt Compaction Rheological Model for Pavement Construction / A. A. Kjndrashov, A. A. Shestopalov //

- Magazine of Civil Engineering. 2014. No 7. P. 103–111. <https://doi.org/10.5862/mce.51.7>
21. Prediction of the Dynamic Modulus of Superpave Mixes / A. A. Abdo [et al.] // Bearing Capacity of Roads Railways and Airfields. 2009. Vol. 305. P. 314–320. <https://doi.org/10.1201/9780203865286.ch33>.
 22. Роско, К. Значение деформаций в механике грунтов / К. Роско // Периодический сборник переводов иностранных статей. Механика. 1971. № 3. С. 91–145.
 23. Кирюхин, Г. Н. Термофлуктуационная и фрактальная модель долговечности асфальтобетона / Г. Н. Кирюхин // Дороги и мосты. 2014. Т. 31, № 1. С. 247–268.
- Поступила 15.10.2018
Подписана в печать 18.12.2018
Опубликована онлайн 29.03.2019
- #### REFERENCES
1. Cundall P. A., Strack O. D. L. (1979) A Discrete Numerical Model for Granular Assemblies. *Geotechnique*, 29, 47–65. <https://doi.org/10.1680/geot.1979.29.1.47>.
 2. Zhang D., Whiten W. (1996) The Calculation of Contact Forces Between Particles Using Spring and Damping Models. *Powder Technology*, 88, 59–64. [https://doi.org/10.1016/0032-5910\(96\)03104-x](https://doi.org/10.1016/0032-5910(96)03104-x).
 3. Zhang D., Whiten W. (1999) A New Calculation Method for Particle Motion in Tangential Direction in Discrete Element Simulations. *Powder Technology*, 102 (3), 235–243. [https://doi.org/10.1016/s0032-5910\(98\)00209-5](https://doi.org/10.1016/s0032-5910(98)00209-5).
 4. Potyondy D. O., Cundall P. A. (2004) A Bonded-Particle Model for Rock Cundall. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41 (8), 1329–1364. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmm.2004.09.011>.
 5. Dorofeenko S. O., Polianchyk E. V., Manelis G. B. (2008) Numerical Simulation of Bidisperse Granular Material Flow in Rotating Reactor. *Doklady Physics*, 53 (10), 510–512. <https://doi.org/10.1134/s1028335808100029>.
 6. Khan G. N. (2008) On Unbalanced Conditions of Rock Fragmentation Near Hollow. *Fizicheskaya Mezomekhanika Physical Mesomechanics Journal*, 11 (1), 109–114 (in Russian).
 7. Khan G. N. (2012) Discrete Element Modeling of Rock Fragmentation Dynamics. *Journal of Mining Science*, 48 (1), 110–117. <https://doi.org/10.1134/s1062739148010108>.
 8. Potyondy D. O. (2015) The Bonded-Particle Model as a Tool for Rock Mechanics Research and Application: Current Trends and Future Directions. *Geosystem Engineering*, 18 (1), 1–28. <https://doi.org/10.1080/12269328.2014.998346>.
 9. Behzad Majidi, Seyed Taghavi, Mario Fafard, Donald Ziegler, Houshang Alamdari (2016) Discrete Element Method Modeling of the Rheological Properties of Coke/Pitch Mixtures. *Materials*, 9 (5), 334–346. <https://doi.org/10.3390/ma9050334>.
 10. Šmilauer V., Catalano E., Chareyre B., Dorofeenko S., Duriez J., Gladky A., Kozicki J., Modenese C., Scholtès L., Sibille L., Stránský J., Thoeni K. (2010) *Yade Reference Documentation*. Available at: <http://yade-dem.org/doc/>. (Accessed 29 April 2016).
 11. Shuguang Hou, Dong Zhang, Xiaoming Huang, Yongli Zhao (2015) Investigation of Micro-Mechanical Response of Asphalt Mixtures by a Three-Dimensional Discrete Element Model. *Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. ed.*, 30 (2), 338–343. <https://doi.org/10.1007/s11595-015-1150-5>.
 12. Zelelew H. M., Papagiannakis A. T. (2010) Micromechanical Modeling of Asphalt Concrete Uniaxial Creep Using the Discrete Element Method. *Journal Road Materials and Pavement Design*, 11 (3), 613–632. <https://doi.org/10.1080/14680629.2010.9690296>.
 13. You Z., Buttlar W. G. (2004) Discrete Element Modeling to Predict the Modulus of Asphalt Concrete Mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 16 (2), 140–146. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0899-1561\(2004\)16:2\(140\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0899-1561(2004)16:2(140)).
 14. Potyondy D. (2017) *Material-Modeling Support in PFC [fstPkg25]*. Technical Memorandum ICG7766-L, March 16, 2017. Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, Minnesota.
 15. Alekseenko V. V., Saltanova Yu. V. (2012) Asphalt Binders Modified with Polymers and Carbon Nanoparticles. *Vestnik Irkutskogo Gosudarstvennogo Tekhnicheskogo Universiteta = Proceedings of Irkutsk State Technical University*, (12), 131–133 (in Russian).
 16. Andronov S. Yu., Zadiraka A. A. (2017) Comparison of Results for Obtaining Composite Asphalt Mixtures with Dispersed Reinforcement and Addition of Basalt Fibre. *Vestnik Kuzbasskogo Gosudarstvennogo Tekhnicheskogo Universiteta = Vestnik of Kuzbass State Technical University*, (2), 161–165 (in Russian).
 17. Hui Yao, Zhanping You, Liang Li, Shu Wei Goh, Chee Huei Lee, Yoke Khin Yap, Xianming Shi (2013) Rheological Properties and Chemical Analysis of Nano-Clay and Carbon Microfiber Modified Asphalt with Fourier Transform Infrared Spectroscopy. *Construction and Building Materials*, 38, 327–337. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.08.004>.
 18. Shekhovtsova S. Yu., Vysotskaya M. A. (2015) Effect of Carbon Nanotubes on the Properties of PMB and Asphalt Concrete. *Vestnik MGSU*, (11), 110–117 (in Russian). <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2015.11.110-119>.
 19. Trautvain A., Yadykina V., Gridchin A., Pashkova C. (2015) Evaluating the Effectiveness of Producing the Activated Mineral Powders from Technogenic Raw Materials for Asphalt Mixtures. *Procedia Engineering*, 117, 350–356. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.172>.
 20. Kjndrashov A. A., Shestopalov A. A. (2014) Dynamic Modulus Application in the Asphalt Compaction Rheological Model for Pavement Construction. *Magazine of Civil Engineering*, (7), 103–111. <https://doi.org/10.5862/mce.51.7>.
 21. Abdo A. A., Nielsen R., Jung S., Weaver T., Bayomy F., Santi M. (2009) Prediction of the Dynamic Modulus of Superpave Mixes. *Bearing Capacity of Roads Railways and Airfields*, 314–320. <https://doi.org/10.1201/9780203865286.ch33>.
 22. Rosko K. (1971) Deformation Importance in Soil Mechanics. *Periodical Digest of Foreign Article Translations. Mechanics*, (3), 91–145.
 23. Kiryukhin G. N. (2014) Thermal Fluctuation and Fractal Model of Asphalt Concrete Durability. *Dorogi i Mosty = Roads and Bridges*, 31 (1), 247–268 (in Russian).

Received: 15.10.2018

Accepted: 18.12.2018

Published online: 29.03.2019