

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ЖУРНАЛ

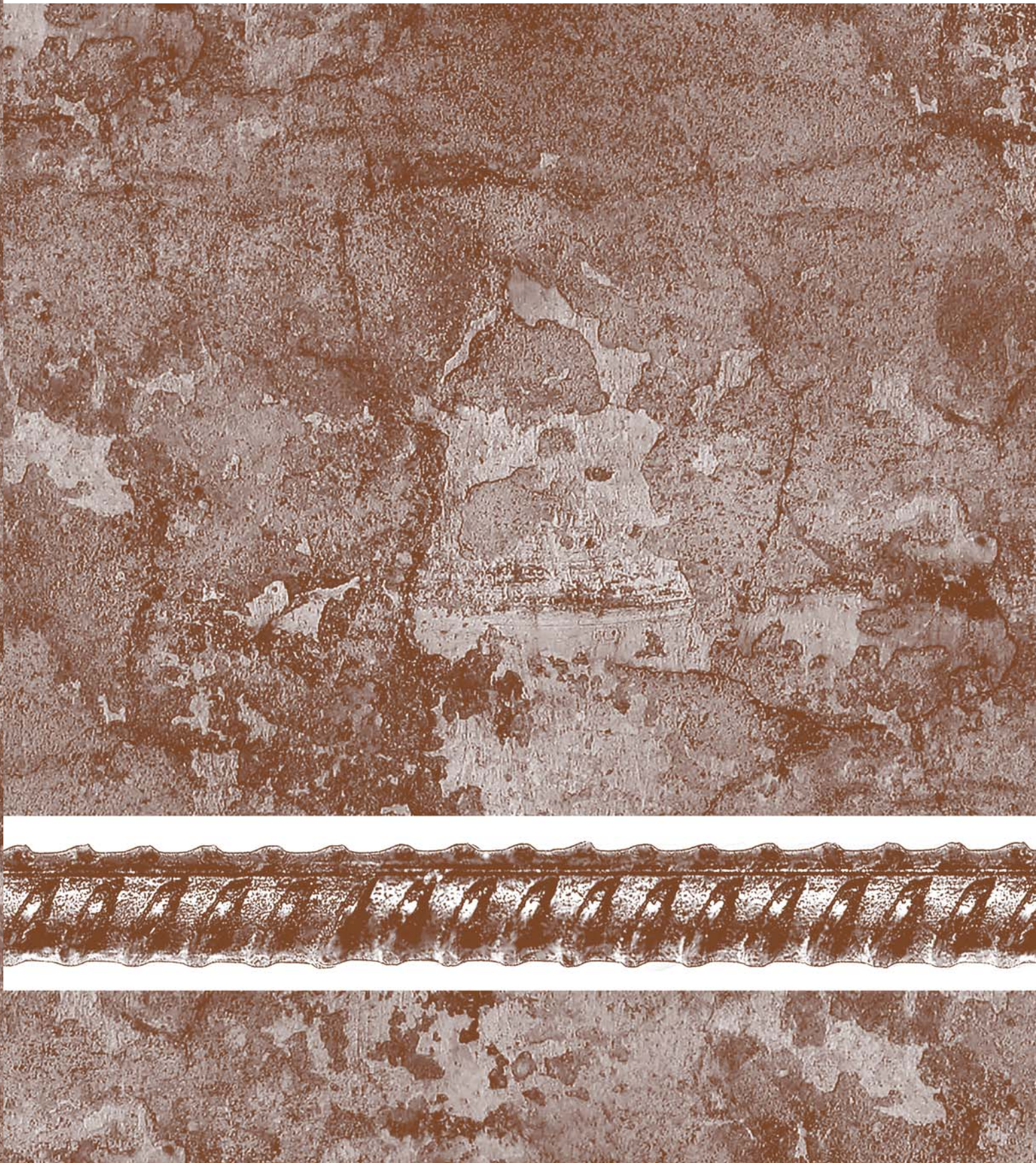
ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

2
604
2021

WWW.RIFSM.RU

ИЗДАЕТСЯ С 1955 ГОДА





Комитет Торгово-промышленной палаты РФ
по предпринимательству в сфере строительства
АО «ЦНИИЭП жилища – институт комплексного проектирования
жилых и общественных зданий» (АО «ЦНИИЭП жилища»)
Объединенная редакция научно-технических журналов
«Жилищное строительство» и «Строительные материалы»®



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

InterConPan-2021 International Conference of Large-panel Construction

28–30 Июня 2021 г. / June 28–30, 2021

Отель «Золотое кольцо» Управления делами Президента РФ (Москва, ул. Смоленская, 5)



ТЕМАТИКА:

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

ПРОГРАММА:

- 1-й день** Пленарное заседание
Секции: «Архитектура крупнопанельных зданий и комплексное развитие территорий»;
«Инновационная технология предприятий индустриального домостроения»;
«BIM-технологии в индустриальном домостроении»
- 2-й день** Выездная сессия на предприятия индустриального домостроения Москвы и Московской области
- 3-й день** Выездная сессия на объекты строительства Москвы и Московской области

Постоянный спонсор

PROGRESS GROUP

Постоянный партнер

ALLBAU
software

Партнеры

SOMMER
PRECAST TECHNOLOGY

К проведению конференции готовятся тематические номера журналов «Жилищное строительство» № 5 и «Строительные материалы» № 5, в которых будут опубликованы основные пленарные и секционные доклады. Представление докладов в виде статей до 20.04.2021 г.

www.interconpan.ru

Организационный комитет: +7 (499) 976-20-36, 976-22-08
kpd-conf@mail.ru; mail@rifsm.ru www.rifsm.ru

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

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

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

Издается с 1955 г.

2 (604)
Март—апрель'2021

М.И. БРУССЕР, С.А. ПОДМАЗОВА

Проектирование составов тяжелого и мелкозернистого бетона. Пути развития 3

Е.С. ГАЙШУН, Х.С. ЯВРУЯН, А.К. ХАЛЮШЕВ, В.Н. БОБИН

Влияние дисперсных побочных продуктов промышленности на прочность бетона. 8

Памяти профессора Анатолия Федоровича Милованова 14

Л.А. ТИТОВА, М.Ю. ТИТОВ, М.И. БЕЙЛИНА, В.А. ШАБАЛИН, Е.В. МИТЮКОВА

Эффективность применения гранулированных доменных шлаков при производстве бетонных смесей и бетонов. 16

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

О некоторых подходах к решению задач релаксации бетона 21

М. АЛЬНАГГАР, Д. КУСАТИС, Р. ВАН-ВЕНДНЕР, Л. ЯН, Д. Ди ЛУЦИО

Моделирование поведения бетона, зависящего от времени, в мезомасштабе 24

Редакционная коллегия

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Авторы

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

Редакция

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

Перепечатка

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

Редакция не несет ответственности за содержание рекламы и объявлений.

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

Founder of the journal:

«Reinforced concrete» Association
Address: 22, building 2, Ryazansky prospect,
Moscow, 109428, Russian Federation

Publisher: «STROYMATERIALY»

Advertising-Publishing Firm, OOO
Address: 1, 9 Bldg. 1, Chernyakhovskogo Street,
Moscow, 125319, Russian Federation

The journal is registered by the RF
Ministry of Press, Broadcasting and Mass
Communications PI № FS 77-76959

dated 09.10.2019 (Russia)

ISSN 0005-9889 (Print)

BETON I ZHELEZOBETON

Published since 1955

2 (604)
March—April'2021

M.I. BRUSSER, S.A. PODMAZOVA

Design of Heavy and Fine-Grained Concrete Compositions. Ways of Development 3

E.S. GAISHUN, K.S. YAVRUYAN, A.K. KHALJUSHEV, V.N. BOBIN

Influence of Dispersed Industrial By-Products on the Strength of Concrete 8

In memory of Professor Anatoly Fedorovich Milovanov 14

L.A. TITOVA, M.Yu. TITOV, M.I. BEYLINA, V.A. SHABALIN, E.V. MITYUKOVA

**Efficiency of Application of Granulated Blast Furnace Slags in the Production
of Concrete Mixes and Concretes 16**

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

On Some Approaches to Solving Relaxation Problems of Concrete 21

M. ALNAGGAR, G. CUSATIS, R. WAN-WENDNER, L. YANG, G.Di LUZIO

Mesoscale Modeling of Concrete Time-Dependent Behavior 24

Editorial team:

ZVEZDOV A.I., Editor-in-Chief, Doctor of Sciences (Engineering), Deputy Director General for Research, Research Center «Stroitel'stvo» JSC (Moscow)

ARKHIPKIN A.A., Deputy Editor-in-Chief, Structural Concrete Association (Moscow)

GRANYOV V.V., Doctor of Sciences (Engineering), Deputy Director General – Scientific Supervisor, «TsNIPromzdaniy» JSC (Moscow)

GUSEV B.V., Doctor of Sciences (Engineering), Head of the Building Materials and Technologies Department, Russian University of Transport (MIIT) (Moscow)

JENSEN O.M., Dr. Sci., Professor, Danish Technical University (Denmark)

KUZEVANOV D.V., Candidate of Sciences (Engineering), Director of the Scientific Research Institute for Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev (Moscow)

MAILYAN D.R., Doctor of Sciences (Engineering), Head of the Reinforced Concrete and Stone Structures Department, Don State Technical University (Rostov-on-Don)

MOROZOV V.I., Doctor of Sciences (Engineering), Head of the Reinforced Concrete and Stone Structures Department, St. Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (St. Petersburg)

MÜLLER H.S., Dr. Sci., Professor of the Karlsruhe University, Institute of Technology – KIT (Germany)

NESEVETAEV G.V., Doctor of Sciences (Engineering), Head of the Construction Technology Department, Don State Technical University (Rostov-on-Don)

RAKHMANOV V.A., Candidate of Sciences (Engineering), Russian Union of Builders (Moscow)

STEPANOVA V.F., Doctor of Sciences (Engineering), Head of the Laboratory for Corrosion and Durability of Concrete and Reinforced Concrete Structures, of the Scientific Research Institute for Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev (Moscow)

TAMRAZIAN A.G., Doctor of Sciences (Engineering), Head of the Reinforced Concrete and Stone Structures Department, Moscow State University of Civil Engineering (Moscow)

TRAVUSH V.I., Doctor of Sciences (Engineering), Chief Designer, Deputy Director General for Research, «GORPROEKT» CJSC, Vice-President of Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (Moscow)

USHEROV-MARSHAK A.V., Doctor of Sciences (Engineering), Professor, Kharkiv State Technical University of Construction and Architecture (Ukraine)

FALIKMAN V.R., Candidate of Sciences (Chemistry), Doctor of Materials Science, Head Center for scientific and technical assistance at complex facilities construction in the Scientific Research Institute for Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev (Moscow)

KHOZIN V.G., Doctor of Sciences (Engineering), Head of the Building Materials, Products and Structures Technology Department, Kazan State University of Architecture and Civil Engineering (Kazan)

The authors

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

The Editorial Staff

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

Reprinting

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

The Editorial Staff is not responsible for the content of advertisements and announcements.

Editorial address: 9/3 Dmitrovskoye Hwy,
127434, Moscow, Russian Federation

Tel.: (499) 976-22-08, (499) 976-20-36

E-mail: mail@rifsm.ru

http://azhb.ru/

http://www.rifsm.ru

УДК 691.32

М.И. БРУССЕР, канд. техн. наук., вед. научный сотрудник Лаборатории № 14,

С.А. ПОДМАЗОВА, канд. техн. наук., вед. научный сотрудник Лаборатории № 4

НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО НИЦ «Строительство» (109428, Москва, ул. 2-я Институтская, 6)

Проектирование составов тяжелого и мелкозернистого бетона. Пути развития

Рассмотрены рекомендации по проектированию составов тяжелого и мелкозернистого бетона, как обычного, так и высокопрочного. Впервые рассматриваются подходы к подборам самоуплотняющегося бетона, а также напрягающего высокопрочного тяжелого и высокопрочного мелкозернистого бетонов. Дана историческая справка по «Руководству по подборам составов тяжелого бетона» (1979 г.) и «Рекомендациям по подбору тяжелых и мелкозернистых бетонов (к ГОСТ 27006–86)» (1990 г.). Непосредственно в первой редакции Рекомендаций изменены подходы при разработке составов бетона по обеспечению заданной удобоукладываемости. Также представлена методика разработки производственных норм, т. е. на примерах и в тексте даны наименее трудоемкие способы разработки составов бетона, как нормального твердения для монолитных конструкций, так и бетона для сборных железобетонных изделий.

Ключевые слова: бетон, подбор состава, рекомендации, водонепроницаемость, морозостойкость.

Для цитирования: Бруссер М.И., Подмазова С.А. Проектирование составов тяжелого и мелкозернистого бетона. Пути развития // *Бетон и железобетон*. 2021. № 2 (604). С. 3–7.

M.I. BRUSSER, Candidate of Sciences (Engineering), Leading Researcher, Laboratory No. 14,

S.A. PODMAZOVA, Candidate of Sciences (Engineering), Leading Researcher, Laboratory No. 4

Research, design and technological institute of concrete and reinforced concrete – NIIZhB named after A.A. Gvozdev, Scientific Research Center “Construction” (6, 2nd Institutskaya Street, Moscow, 109428, Russian Federation)

Design of Heavy and Fine-Grained Concrete Compositions. Ways of Development

Recommendations for the design of compositions of heavy and fine-grained concrete, both conventional and high-strength, are considered. For the first time, approaches to the selection of self-compacting concrete, as well as straining high-strength heavy and high-strength fine-grained concrete are considered. Historical information is given on the “Guide to the selection of heavy concrete compositions” (1979) and “Recommendations for the selection of heavy and fine-grained concrete (to GOST 27006–86)” (1990). Directly in the 1st edition of the Recommendations, the approaches to the development of concrete compositions to ensure a given workability have been changed. The methodology for the development of production standards is also presented, i.e. the least labor-intensive methods for the development of concrete compositions, both normal hardening for monolithic structures and concrete for precast concrete products, are given in the examples and in the text.

Keywords: concrete, composition selection, recommendations, watertightness, frost resistance.

For citation: Brusser M.I., Podmazova S.A. Design of heavy and fine-grained concrete compositions. Ways of development. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2021. No. 2 (604), pp. 3–7. (In Russian).

«Рекомендации по подбору составов бетонных смесей для тяжелых и мелкозернистых бетонов», разработанные в 2016 г. (далее – Рекомендации), необходимы для подбора составов, обеспечивающих проектные требования к бетону в части прочности, водонепроницаемости, морозостойкости и др.

В 1990 г. были выпущены «Рекомендации по подбору составов тяжелых и мелкозернистых бетонов (к ГОСТ 27006–86)» [1] (далее – Рекомендации 1990 г.), которые разрабатывались сотрудниками НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, ВНИИЖелезобетон и Оргэнергострой. В этот период времени строительная индустрия в основном производила сборный железобетон, поэтому в Рекомендациях большое внимание уделялось системе разработки составов бетона для сборного железобетона; для готовых бетонных смесей (товарных бетонов) отдельных классов даже допускалось назначать составы по таблице и применять составляющие бетона среднего качества, но с экспе-

риментальной проверкой и корректировкой подвижности бетонной смеси. Также в этот период времени практически отсутствовало применение химических добавок. При этом в Рекомендациях 1990 г. был раздел «Подбор состава бетона с пластифицирующими и комплексными добавками», где сначала рассчитывался состав бетона без добавок, а следующим шагом в методах подборов для обеспечения заданной подвижности предлагалась методика расчета оптимального количества добавки. Цель введения добавок – улучшение свойств бетонной смеси и бетона, а также утилизация отходов промышленности.

В задании на подбор состава бетона указано в том числе, что показатели однородности по прочности, полученные на данном производстве, следует использовать для назначения уровня требуемой прочности.

В разделе «Требования к материалам» перечислены рекомендуемые и допускаемые марки цемента

при твердении в различных условиях и перечислены группы цементов по эффективности при пропаривании, которые следует применять при производстве сборного железобетона. В случае возведения монолитных конструкций при отрицательной температуре вид и класс (марку) цемента, при изготовлении готовых бетонных смесей, следует назначать в соответствии с указаниями в Приложении А (Справочное) ГОСТ 10178–85 «Портландцемент и шлакопортландцемент. Технические условия».

Для мелкого заполнителя предлагается широкий спектр крупности песка с модулем крупности от 1 до 3,5, с различными решениями по укрупнению или снижению крупности мелкого заполнителя.

В «Руководстве по подбору составов тяжелого бетона» [2], которое вышло в 1979 г., в разделе «Исходные данные для расчета и подбора состава бетона» были разработаны требования к прочности бетона в виде таблиц для назначения водоцементного отношения при определенных требованиях по водонепроницаемости и морозостойкости, которые, в свою очередь, назначались в зависимости от вида и уровня среды эксплуатации.

В дальнейшем в Рекомендациях 1990 г. этот подход не применялся. В разделе «Общие положения» написано, что если при подборе составов кроме прочности предъявляются дополнительные требования (морозостойкость, водонепроницаемость, коррозионная стойкость и т. д.), то следует учитывать известные зависимости, связывающие качество материалов для бетона и технологию его приготовления со свойствами бетонов, которые необходимо обеспечить. В этих случаях состав бетона, отвечающий требованиям задания по прочности, проверяют на соответствие другим нормируемым показателям качества. Если это условие не выполняется, то производят новый подбор состава бетона с применением различных технологических приемов, обеспечивающих получение бетона со всеми нормируемыми показателями качества, как правило, без увеличения расхода цемента.

Таким образом, следует отметить, что в случае требований по водонепроницаемости и морозостойкости отсутствуют конкретные методы при разработке составов, а Рекомендации 1990 г. предлагают разрабатывать состав бетона, который обеспечивает только заданную прочность, и то с учетом однородности прочности, полученной на данном предприятии, а не средней прочности класса, равной прочности бетона при $V=13,5\%$

При подготовке актуальной редакции Рекомендаций на основании анализа Руководства 1979 г. и Рекомендаций 1990 г., а также анализа производства изделий из сборного железобетона и бетона для монолитного строительства были разработаны новые подходы и методики для проектирования составов бетона классов по прочности от В15 до В55 для обычного мелкозернистого и тяжелого бетона с

обеспечением марок по водонепроницаемости W2–W14, морозостойкости F₁₇₅–F₁₀₀₀ и широким диапазоном удобоукладываемости.

В общих положениях разработанных Рекомендаций показано, в каких случаях проектируют новые составы бетона, в том числе для разработки производственных норм, т. е. серии составов различных классов, которые планируется выпускать на производстве готовых бетонных смесей для монолитного строительства. Для сборного железобетона проектирование состава (или составов) бетона производится для каждой конкретной технологии, с учетом требуемой удобоукладываемости, режимов твердения и обеспечения распалубочной, отпускной или передаточной прочности.

В задании на подбор состава бетона более широко представлен набор требований к бетону изделий и конструкций, требуемые технологические показатели качества бетонной смеси, а также технологические условия производства.

В разделе «Требования к материалам для приготовления бетона» следует отметить разработанную таблицу по рекомендуемым маркам (классам) цементов, которые следует применять для бетона при твердении в нормальных условиях или при тепловой обработке, в зависимости от проектного класса бетона по прочности. Классы цемента представлены вследствие того, что в ГОСТ–31108 «Цементы общестроительные. Технические условия» все цементы перешли в новое обозначение класса, например ЦЕМ I, ЦЕМ II, ЦЕМ III, при этом диапазон колебаний активности цемента в каждом классе по стандарту возможен в пределах 20 МПа в отличие от марок цемента. Снижение активности (прочности) по отношению к показателю как марки, так и класса цемента, должно быть не более 2,5 МПа (это нижний малозначительный дефект). Если снижение прочности выше 2,5 МПа, то данная партия приемке не подлежит (ГОСТ 30515–2013 «Цементы. Общие технические условия»).

В разделе «Добавки» отсутствуют подразделы на минеральные и химические добавки, но присутствует условное разделение добавок на три вида:

- химические добавки;
- минеральные добавки;
- органоминеральные модификаторы.

Вид добавки следует назначать в зависимости от технологических условий производства бетона изделий и конструкций для обеспечения требуемых технологических параметров бетонной смеси и проектных требований к бетону. В первую очередь в разделе «Расчет и проектирование (подбор) составов бетона» разработана методика подбора обычного тяжелого бетона для монолитных конструкций и сооружений, т. е. составы бетона нормального твердения с применением химических добавок.

Процесс подбора состава бетона состоит из следующих этапов:

- этап 1 – теоретический расчет состава бетонной смеси;
- этап 2 – экспериментальный подбор и корректирование нормируемых технологических показателей качества бетонной смеси;
- этап 3 – экспериментальная проверка соответствия начального номинального состава бетона требуемой средней прочности класса при $V=13,5\%$;
- этап 4 – проверка и корректирование начального номинального состава бетона на его соответствие всем другим нормируемым показателям качества бетона;
- этап 5 – назначение и корректирование рабочих составов бетона;
- этап 6 – проверка и корректирование технологических показателей качества бетонной смеси рабочих составов на производстве.

Для определения цементно-водного отношения можно воспользоваться либо формулой, либо графиком. В случае расчета Ц/В отношения по формуле следует обратить внимание на то, что за активность цемента принимается показатель класса цемента, а прочность бетона равна требуемой прочности бетона нормального твердения при коэффициенте вариации 13,5% в возрасте 28 сут.

Следующее корректирование текста состоит в том, что обозначенные в таблице водоредуцирующие добавки имеют разную степень эффективности, которые следует применять при определенной требуемой удобоукладываемости. Также увеличена доля песка в смеси заполнителей, так как исследования, которые проводились для разработки стандартной методики по испытанию добавок в бетоне, показали, что для повышения эффективности действия химических добавок в бетоне следует повысить долю песка в смеси заполнителя по отношению к тем дозировкам, которые были в Рекомендациях 1990 г.

В этом же разделе приведен пример расчета начального номинального и двух дополнительных составов бетона с водоредуцирующей/пластифицирующей добавкой.

После прямых подборов и получения данных по прочности номинального и дополнительных составов бетона необходимо построить базовые зависимости

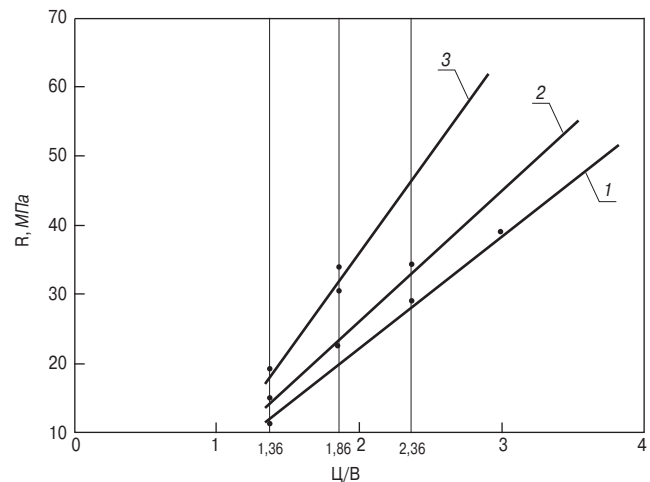


Рис. 1. Зависимости прочности бетона в разных возрастах твердения от цементно-водного отношения: 1 – в возрасте 3 сут; 2 – в возрасте 7 сут; 3 – в возрасте 28 сут

Fig. 1. Dependences of concrete strength at different curing ages on the cement-water ratio: 1 – at the age of 3 days; 2 – at the age of 7 days; 3 – at the age of 28 days

«прочность – Ц/В (или В/Ц) отношение» для возрастов 3, 7 и 28 сут (рис. 1).

По зависимостям в полученном диапазоне Ц/В отношения рассчитывают составы бетона по средней прочности класса при $V=13,5\%$, в диапазоне от класса В20 (26 МПа) до В40 (52,4 МПа).

Это важное нововведение, которое показывает, что для разработки производственных норм расхода составляющих достаточно рассчитать и откорректировать три состава с подвижностью, например, П4 (ОК 16–20 см), чтобы на основании полученных данных рассчитать производственные нормы расхода материалов для бетона классов по прочности в интервале В20–В40 (табл. 1).

В разделе «Экспериментальная проверка соответствия начального номинального состава бетона требуемой прочности» показано, как назначать среднюю прочность бетона, в том числе если в техническом задании указаны требования по морозостойкости и водонепроницаемости. В этом случае рассчитывают состав бетона, ориентируясь на приложение А (табл. 2 и 3).

Вид цемента назначается в зависимости от требуемой марки по морозостойкости. При марке по

Таблица 1
Table 1

Производственные нормы расхода материалов для бетона классов по прочности
Production rates of material consumption for concrete of strength classes

Класс бетона (прочность при $V_n=13,5\%$)	Ц/В	Ц, кг/м ³	П, кг/м ³	Щ, кг/м ³	В, кг/м ³	Добавка, кг/м ³	
						Суперводоредуцирующая	Воздухововлекающая
В20 (26 МПа)	1,56	286	932	979	184	1,72	1,5
В22,5 (30 МПа)	1,71	314	909	979	184	1,88	1,5
В25 (32,7 МПа)	1,83	336	890	979	184	2,01	1,5
В27,5 (36 МПа)	1,95	358	871	979	184	2,15	1,5
В30 (40 МПа)	2,10	385	847	979	184	2,31	1,5
В35 (45,8 МПа)	2,33	428	811	979	184	2,57	1,5
В37,5 (49,3 МПа)	2,45	450	793	979	184	2,7	1,5
В40 (52,4 МПа)	2,57	472	774	979	184	2,83	1,5

Таблица 2
Table 2

Ориентировочные технологические параметры, обеспечивающие водонепроницаемость бетона
Approximate technological parameters ensuring the water tightness of concrete

Диапазон технологических показателей	Марка по водонепроницаемости W		
	4–6	8–10	12–14
Средняя прочность бетона, МПа	30–35	40–45	50–60
Цементно-водное отношение, Ц/В	1,67–1,82	2,22–2,5	2,63–2,86
Водо-цементное отношение, В/Ц	0,6–0,55	0,45–0,4	0,38–0,35

Примечания:
Ориентировочные технологические параметры определены при применении цемента ЦЕМ I 42,5Н и крупного заполнителя фракции 5–20 мм. Марка бетона по водонепроницаемости W4–W14 и вид цемента, соответствующий требованиям ГОСТ 31108–2016 «Цементы общестроительные. Технические условия»; ГОСТ 10178–85 «Портландцемент и шлакопортландцемент. Технические условия»; ГОСТ 22266–2013 «Цементы сульфатостойкие. Технические условия»; ГОСТ Р 55224–2012 «Цементы для транспортного строительства. Технические условия» назначается в зависимости от условий эксплуатации изделий и конструкций по СП 28.13330.2012 «Защита строительных конструкций от коррозии» (Актуализированная редакция СНиП 2.03.11–85).

Таблица 3
Table 3

Ориентировочные технологические параметры, обеспечивающие морозостойкость бетона
Approximate technological parameters providing frost resistance of concrete

Технологические показатели	Марка по морозостойкости			
	F _{1,75–100} *	F _{2,200–300} *	F _{1,400–600} *	F _{1,700–1000} *
	–	F _{2,100} **	F _{2,200} **	F _{2,300–500} *
Средняя прочность бетона, МПа	≥ 30	≥ 33	≥ 36	≥ 40
Цементно-водное отношение Ц/В	>1,67	>1,82	>2,0	>2,22
Водоцементное отношение В/Ц	<0,6	<0,55	<0,5	<0,45
Добавки по ГОСТ 24211–2008 «Добавки для бетонов и строительных растворов. Общие технические условия»	Воздухововлекающая (газообразующая)			
Воздухововлечение, %	–	3–7		

Примечания:
* Морозостойкость всех видов бетонов, кроме бетонов дорожных и аэродромных покрытий F₁.
** Морозостойкость бетонов дорожных и аэродромных покрытий F₂.
Морозостойкость более F₁₃₀₀ (F₂₁₀₀) для всех видов бетонов следует обеспечивать с применением воздухововлекающей (газообразующей) добавки.

морозостойкости F_{1,300} (F_{2,100}) и выше следует назначать вид цемента, соответствующий требованиям ГОСТ 10178, ГОСТ 22266, ГОСТ 31108 и ГОСТ Р 55224 с содержанием трехкальциевого алюмината (C₃A) не более 7% и количества минеральных добавок в виде шлака не более 15%.

Расход цемента назначается в зависимости от степени агрессивного воздействия на бетон и принимается не менее 300 кг/м³.

Расход цемента в бетоне конструкций и изделий, обеспечивающий проектные требования по усадке и ползучести, следует назначать не более 490 кг/м³.

В случае, если в задании на подбор состава бетона (бетонов) кроме проектной прочности указана водонепроницаемость и морозостойкость, следует по табл. 2 и 3 определить класс бетона, который обеспечивает не только несущую способность, но и проектную водонепроницаемость и морозостойкость. Например, требование проекта В25 W10 F_{2,300}: для марки по водонепроницаемости W10 следует изготавливать бетон со средней прочностью 45 МПа (В35); для марки по морозостойкости F_{2,300} также необходимо обеспечить прочность более 40 МПа с обязательным применением воздухововлекающей добавки (табл. 3). Таким образом, чтобы обеспечить W10 и F_{2,300}, следует изготавливать состав бетона В35 с введением воздухововлекающей добавки. В табл. 1 приведен состав для класса В35 (средняя

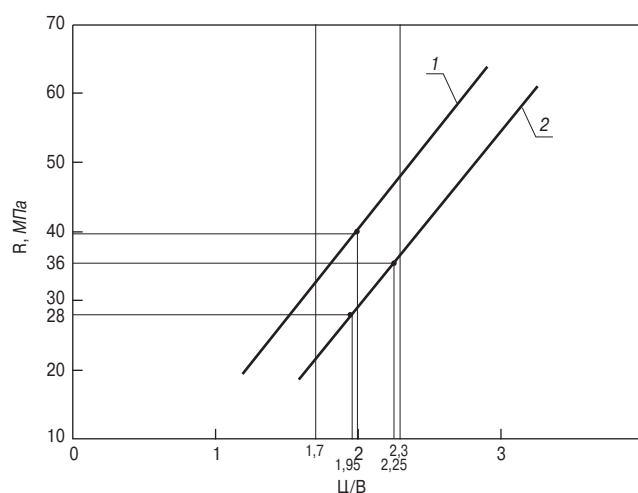


Рис. 2. Зависимость прочности бетона после тепловой обработки от цементно-водного отношения: 1 – через 28 сут после тепловой обработки; 2 – через 4 ч после тепловой обработки

Fig. 2. Dependence of the strength of concrete after heat treatment on the cement-water ratio: 1 – 28 days after heat treatment; 2 – 4 hours after heat treatment

прочность 46 МПа), значит, назначаем состав, который сможет обеспечивать В35 W10 F_{2,300}.

Проектирование и назначение составов бетона для сборного железобетона расширено, и по данным прочности начального номинального состава и двух дополнительных при определенном Ц/В отношении строится зависимость и рассчитываются два состава

Таблица 4
Table 4

Проектирование и назначение составов бетона для сборного железобетона
Design and assignment of concrete compositions for precast concrete

Требуемая средняя прочность	Ц/В	Ц, кг/м ³	П, кг/м ³	Щ, кг/м ³	В, кг/м ³	Добавка, кг/м ³	
						Суперводоредуцирующая	Воздуховвлекающая
Отпускная прочность 70% (28 МПа)	2	330	933	1000	165	1,98	1,5
Отпускная прочность 90% (36 МПа)	2,25	370	893	1000	165	2,22	1,5

Примечание. Для 70% отпускной прочности (~28 МПа) достаточно назначать Ц/В=1,95, но для достижения 40 МПа в 28 сут возрасте следует назначать Ц/В отношение, равное 2. Для того чтобы обеспечить и 70% отпускной и 100% 28 сут прочности, следует принять Ц/В=2.

ва (рис. 2, табл. 4), например:

- 1-й состав, где отпускная прочность 70% от средней прочности класса В30;
- 2-й состав, где отпускная прочность 90% от средней прочности класса В30.

Обязательным условием является достижение в 28 сут возрасте при заданных условиях твердения уровня заданной проектной прочности. Все составы разрабатываются с применением химических добавок.

В разделе 10 приведен порядок подбора состава напрягающего бетона нормального твердения, где обращается внимание на самоупрочнение, т. е. необходимость обеспечить не только среднюю прочность класса и заданную марку по водонепроницаемости, но также получить заданное самоупрочнение, которое зависит от расхода расширяющейся добавки (РД).

В разделе «Расчет и подбор состава высокопрочного бетона с минеральными добавками» впервые предлагается к рассмотрению подбор (проектирование) составов мелкозернистого высокопрочного бетона по прочности на сжатие В60 и выше.

Также дается методика подборов составов тяжелого высокопрочного бетона классов по прочности В60 и выше. Подборы состава высокопрочного бетона осуществляются по тем же принципам, что приняты в основу метода подбора обычных тяжелых бетонов, но с учетом особенностей, связанных с обязательным использованием органоминеральных, минеральных и химических добавок.

Также следует отметить подходы к пониманию проектирования состава самоуплотняющегося бетона (раздел 12), где показано, что количество со-

ставляющих компонентов бетона увеличивается и в составе бетона должны присутствовать:

- цемент;
- две фракции песка, например с $M_k=1,8$ и $M_k=2,4$;
- минеральные добавки, соответствующие ГОСТ Р 56592–2015 «Добавки минеральные для бетонов и строительных растворов. Общие технические условия», включая активные (миккремнезем, зола-унос, метакаолин, тонкомолотые доменный гранулированный шлак и природные пуццоланы) и инертные – микронаполнители;
- крупный заполнитель фракции 3 (5)–10 мм;
- химические добавки в виде водоредуцирующих/пластифицирующих и стабилизирующих водоудерживающих.

Кроме обеспечения прочности и других проектных требований важная задача подбора состава самоуплотняющегося бетона – создать бетонную смесь, устойчивую к расслоению и водоотделению.

В помощь производителям самоуплотняющегося бетона в Приложении Б Рекомендаций приведен аутентичный перевод Европейского стандарта EN 12350–8 «Испытания бетонной смеси – Часть 8: Самоуплотняющийся бетон – испытание бетонной смеси на расплыв при осадке конуса».

Использование при проектировании составов тяжелого и мелкозернистого бетона «Рекомендаций по подбору составов бетонных смесей для тяжелых и мелкозернистых бетонов» 2016 г. позволяет получать составы, обеспечивающие весь комплекс проектных требований, а значит, и долговечность бетона, изделий и конструкций [3, 4].

Список литературы

1. Рекомендации по подбору составов тяжелых и мелкозернистых бетонов (к ГОСТ 27006–86. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990.
2. Руководство по подбору составов тяжелого бетона. Научно-исследовательский институт бетона и железобетона (НИИЖБ) Госстроя СССР. М.: Стройиздат, 1979 г.
3. Подмазова С.А. Обеспечение технологических переделов – гарантия качества // *Технологии бетонов*. 2014. № 1. С. 27–29.
4. Подмазова С.А., Любарская Г.В. Исследование технологических параметров, влияющих на конечные свойства бетона // *Технологии бетонов*. 2015. № 11–12. С. 48–51.

References

1. Recommendations for the selection of compositions of heavy and fine-grained concrete (to GOST 27006–86. Moscow: TsITP Gosstroy USSR. 1990. (In Russian).
2. Guidelines for the selection of heavy concrete compositions. Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete (NIIZhB) of the USSR State Construction Committee. Moscow: Stroyizdat, 1979. (In Russian).
3. Podmazova S.A. Provision of technological conversions is a quality guarantee. *Tekhnologii betonov*. 2014. No. 1, pp. 27–29. (In Russian).
4. Podmazova S.A., Lyubarskaya G.V. Investigation of technological parameters affecting the final properties of concrete. *Tekhnologii betonov*. 2015. No. 11–12, pp. 48–51. (In Russian).

УДК 693.542.4

Е.С. ГАЙШУН, ассистент (SUBARU156@yandex.ru), Х.С. ЯВРУЯН, канд. техн. наук (khungianos@mail.ru), А.К. ХАЛЮШЕВ, канд. техн. наук (khaljushev@mail.ru), В.Н. БОБИН, магистр (slava21077@gmail.com)

Донской государственный технический университет (344000, г. Ростов-на-Дону, пл. Гагарина, 1)

Влияние дисперсных побочных продуктов промышленности на прочность бетона

Введение дисперсных минеральных добавок оказывает благоприятное влияние на многие свойства бетона. Это связано с физическим эффектом, который проявляется в том, что мелкие частицы обычно имеют более тонкий гранулометрический состав, чем портландцемент, и проявляют себя как микронаполнитель. С другой стороны, это может быть связано с их пуццолановой активностью, которая проявляется в способности кремнезема и глинозема взаимодействовать с гидратом окиси кальция и образовывать гидросиликаты и гидроалюминаты кальция. В данной работе активность минеральных дисперсных компонентов оценивали по теоретическому значению коэффициента гидратационной активности, который определяли по их химическому составу. Фактический коэффициент гидратационной активности рассчитывали по максимальному значению прироста массы дисперсных побочных продуктов промышленности путем поглощения этими добавками $\text{Ca}(\text{OH})_2$ из насыщенного раствора извести. Количественный и вещественный состав кристаллических соединений в побочных продуктах промышленности определяли одним из косвенных методов, а именно с помощью рентгенофазового анализа. Экспериментальными данными было установлено, что фактическая пуццолановая активность оказалась намного ниже теоретического значения, и поэтому побочные продукты промышленности расположились в такой последовательности: золошлаковая смесь → побочный продукт углеобогащения → доменный гранулированный шлак, что подтверждается результатами рентгенофазового анализа и согласуется со значениями предела прочности бетонных образцов при сжатии, испытанных в разный период твердения.

Ключевые слова: рентгенофазовый анализ, золошлак, шлак доменный гранулированный молотый, отход углеобогащения, пуццолановая активность, предел прочности бетона при сжатии.

Для цитирования: Гайшун Е.С., Явруян Х.С., Халюшев А.К., Бобин В.Н. Влияние дисперсных побочных продуктов промышленности на прочность бетона // *Бетон и железобетон*. 2021. № 2 (604). С. 8–13.

E.S. GAISHUN, Assistant (SUBARU156@yandex.ru), K.S. YAVRUYAN, Candidate of Sciences (Engineering) (khungianos@mail.ru), A.K. KHALJUSHEV, Candidate of Sciences (Engineering) (khaljushev@mail.ru), V.N. BOBIN, Master's Degree (slava21077@gmail.com) Don state technical University (1, Gagarina Square, Rostov-on-Don, 344000, Russian Federation)

Influence of Dispersed Industrial By-Products on the Strength of Concrete

The introduction of dispersed mineral additives has a beneficial effect on many properties of concrete. This is due to a physical effect, which manifests itself in the fact that small particles usually have a finer granulometric composition than Portland cement and manifest themselves as a "micro-filler". On the other hand, this may be due to their pozzolanic activity, which is manifested in the ability of silica and alumina to interact with calcium oxide hydrate and form calcium hydro-silicates and hydroaluminates. In this work, the activity of mineral dispersed components was estimated by the theoretical value of the coefficient of hydration activity, which was determined by their chemical composition. The actual coefficient of hydration activity was calculated from the maximum value of the mass gain of dispersed industrial by-products by absorbing $\text{Ca}(\text{OH})_2$ from a saturated lime solution by these additives. The quantitative and material composition of crystalline compounds in industrial by-products was determined by one of the indirect methods, namely, by X-ray phase analysis. Experimental data showed that the actual pozzolanic activity was much lower than the theoretical value, and therefore the industrial by-products were arranged in the following sequence: ash-slag mixture → coal-enrichment by-product → blast furnace granulated slag, which is confirmed by the results of X-ray phase analysis and is consistent with the values of the compressive strength of concrete tested in different hardening periods.

Keywords: X-ray phase analysis, ash slag, granulated ground blast furnace slag, coal enrichment waste, pozzolan activity, compressive strength of concrete.

For citation: Gaishun E.S., Yavruyan Kh.S., Khalyshev A.K., Bobin V.N. Influence of Dispersed Industrial By-Products on the Strength of Concrete. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2021. No. 2 (604), pp. 8–13. (In Russian).

Анализ литературных источников свидетельствует, что эффективным направлением применения минеральных побочных продуктов промышленности является применение зол и шлаков тепловых электростанций [1]. Применение зол ТЭС в строительных

материалах является важной экологической и научно-технической проблемой, требующей своего развития, в том числе опытно-промышленной обработки новых технологий применения зол ТЭС и их внедрения на заводах стройиндустрии [2, 3].

Если такой подход к вопросам технологии бетона в 70-х гг. имел определенное экономическое обоснование, то концепция бетоноведения на современном этапе развития общества диктует совсем другие потребности, обусловленные прежде всего значительным удорожанием и дефицитом энергетических и сырьевых ресурсов. По мнению Л.А. Малининой и В.Г. Батракова [4], общим направлением бетонов нового поколения должно стать решение проблем дальнейшего повышения показателей качества бетона, а также энерго- и ресурсосбережения при его производстве.

Современная концепция развития в технологии бетона включает создание многокомпонентных цементов за счет повышенного содержания в них минеральных добавок различного генезиса, что связано со снижением энергозатрат и возможностью утилизации крупнотоннажных отходов различных производств [4–7].

Структура и свойства цементных бетонов формируются в результате сложных химических и физико-химических превращений в твердеющей системе, происходящих параллельно с момента затворения водой компонентов бетонной смеси [8]. Сам же процесс твердения цемента обусловлен химическим взаимодействием между твердой фазой и жидкостью затворения [9].

Золошлаковые отходы тепловых электростанций Донбасса хорошо изучены специалистами НИИ «Донецкий ПромстройНИИпроект» [1, 10]. В частности, в диссертационной работе С.В. Попова [1] показано, что золы гидроудаления в основном состоят из сферических образований размером от 2 до 110 мкм, преобладают частицы диаметром 12–80 мкм, состоят из алюмосиликатного стекла переменного состава.

Золы электрофильтров имеют несколько меньшие размеры сфер: максимальный диаметр 75 мкм, преобладает размер 2–20 мкм. Шлаковые зерна на 80–90% представлены чистым стеклом, в основном плотные со слабо развитой поризацией.

По данным [11] молотый доменный граншлак представлен частицами в диапазоне от 10 до 45 мкм со значительным содержанием частиц диаметром менее 10 мкм. Как и зола-уноса, преимущественно остеклован, хотя форма зерен значительно отличается от сфероидов золы.

Введение минеральных добавок оказывает благоприятное влияние на многие свойства бетона. Это связано либо с физическим эффектом, который проявляется в том, что мелкие частицы обычно имеют более тонкий гранулометрический состав, чем портландцемент, либо с их пуццолановой активностью при твердении цемента [12], которая проявляется в способности кремнезема и глинозема минеральной добавки взаимодействовать с гидратом окиси по

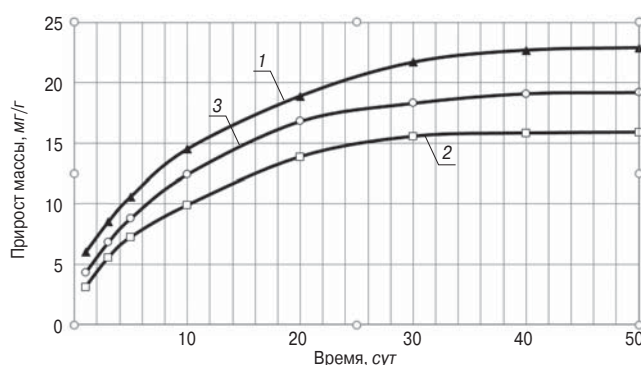
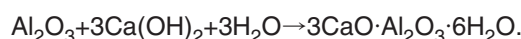
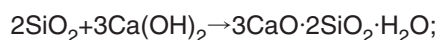


Рис. 1. Кинетика поглощения $Ca(OH)_2$ побочными продуктами промышленности из насыщенного раствора извести: 1 – с добавкой золышлака ТЭС; 2 – с добавкой углеобогащения; 3 – с добавкой илака доменного гранулированного молотого GGBSS 4500

Fig. 1. Kinetics of $Ca(OH)_2$ absorption by industrial by-products from a saturated lime solution: 1 – with the addition of TPP ash and slag; 2 – with the addition of coal preparation; 3 – with the addition of GGBSS 4500 granulated blast furnace slag

следующим уравнениям реакций [13, 14; Daderko G. Specifying blended cements for performance and strength The Construction Specifier. <http://www.lafarge-na.com>]:



При этом по интенсивности и глубине такого взаимодействия, результатом которого является образование цементирующих фаз, пуццолановые добавки характеризуются таким параметром, как индекс пуццолановой активности. Согласно терминологии института, ACI индекс пуццолановой активности определяется прочностью вяжущих систем, содержащих гидравлический цемент с добавкой и без добавки пуццоланы [ACI Concrete Terminology. http://www.concrete.org/Technical/CCT/FlashHelp/ACI_Concrete_Terminology.pdf].

В то же время существуют и другие косвенные методики исследования пуццолановой активности минеральных добавок, в частности рентгенофазовый анализ, электронная микроскопия, которые позволяют определить количественно содержание аморфной и кристаллической фаз в материале, обуславливающих возможность химического взаимодействия с гидроксидом кальция [15; Testing methods for pozzolanas (Practical Action Brief) http://www.appropedia.org/Testing_methods_for_pozzolanas].

Из существующих способов введения минеральных добавок в бетон можно выделить два принципиально различных: минеральная добавка вводится в бетон по объему взамен цемента или взамен песка. Пуццолановая активность проявляется при любых способах введения добавки, а эффект микронаполнителя – лишь при росте содержания мелких частиц в смеси [16; Зоткин А.Г. Бетон и железобетон. 1994. № 3].

Таблица 1
Table 1

Химический состав минеральных добавок
Chemical composition of mineral additives

Добавка	Содержание оксидов, %										
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe _{общ}	TiO ₂	CaO	MgO	K ₂ O	Na ₂ O	SO ₃	MnO	ППП
Необожженный побочный продукт углеобогащения	50,1	20,3	5,44	0,94	0,3	1,5	4,01	1,01	0,8	0,05	15,3
Золошлак ТЭС	55,7	22,4	15	0,75	2,1	1,6	2,26	0,78	0,01	–	0,02
Шлак доменный гранулированный молотый	34,9	13,4	0,51	2,25	34,2	12,3	0,45	0,56	0,35	0,54	2,7

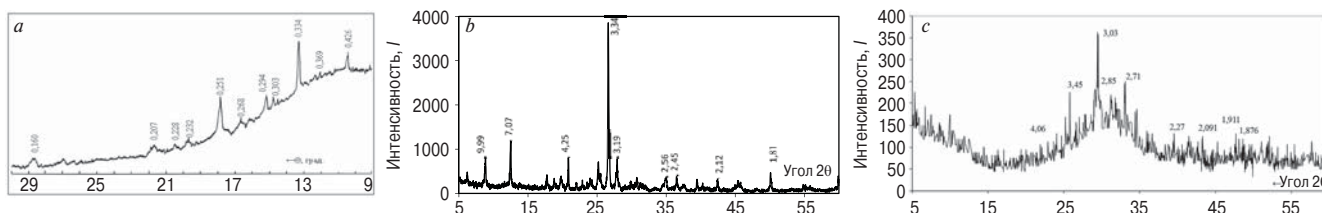


Рис. 2. Рентгенограммы образцов: а – золошлаковой смеси ТЭС; б – необожженных отходов углеобогащения; с – шлака доменного гранулированного молотого GGBSS 4500

Fig. 2. X-ray diffraction patterns of samples: a – ash-and-slag mixture of TPP; b – unburned waste of coal preparation; c – slag of blast-furnace granulated ground GGBSS 4500

Цель работы

Целью исследования ставилось изучить влияние побочных продуктов промышленности на их пуццолановую активность и физико-механические свойства бетона.

Характеристика материалов и методов исследований

В качестве минеральных добавок применяли: необожженный побочный продукт углеобогащения [17–21], золошлаковые отходы ТЭС и шлак доменный гранулированный молотый GGBSS 4500 (ТУ 0799-001-99126491–2013). Химический состав минеральных добавок представлен в табл. 1.

Активность минеральных добавок оценивали в соответствии с методикой, описанной в работе [13]. По полученным экспериментальным данным рассчитывали коэффициент гидратационной активности по формуле [16]:

$$\Gamma_{\alpha_0} = \ln \sqrt[3]{\alpha_{CaO}} \tag{1}$$

Исходя из вида минеральной добавки (золошлак, шлак) для расчета теоретического коэффициента гидратационной активности применяли соответствующую формулу (2) или (3):

$$K_{\alpha} = \frac{RO + Al_2O_3}{SiO_2 + Fe_{общ}} \tag{2}$$

$$K_{\alpha} = \frac{SiO_2 + Al_2O_3}{RO + R_2O} \tag{3}$$

Результаты экспериментов и обсуждение

Результаты расчетов химического состава представлены в табл. 2.

По максимальным значениям прироста массы дисперсных побочных продуктов промышленности рас-

считывали коэффициент гидратационной активности и сравнивали его с теоретическими значениями.

Все фактические значения дисперсных побочных продуктов промышленности показали более низкие значения по сравнению с теоретическими. Вероятно, это связано с тем, что окружающие условия при проведении эксперимента отличались от рекомендуемых в [13].

Рентгенофазовый анализ побочных продуктов промышленности показал следующие результаты. Рентгенограмма золошлаковой смеси ТЭС, представленная на рис. 2, а, характеризуется присутствием значительного количества пиков, соответствующих различным соединениям в закристаллизованном состоянии: кварц (d=0,228; 0,334; 0,426 нм), гематит (d=0,16; 0,251; 0,268; 0,369 нм), муллит (d=0,206; 0,207; 0,232 нм), полевой шпат (d=0,294; 0,303 нм).

В свою очередь рентгенограмма побочного продукта углеобогащения (рис. 2, б) содержит большое

Таблица 2
Table 2

Значения коэффициента гидратационной активности побочных продуктов промышленности
Values of the coefficient of hydration activity of industrial by-products

Материал	Значение коэффициента гидратационной активности		
	расчетное		фактическое
	формула 2	формула 3	
Золошлаковая смесь	0,369	1,58	1,12
Побочный продукт углеобогащения	0,398	1,24	1,05
Шлак доменный гранулированный молотый GGBSS 4500	1,7	–	0,92

Таблица 3
Table 3

Составы бетонов на побочных отходах промышленности
Compositions of concrete on industrial by-waste

№	Расход материалов на кг/м ³							
	Заполнители				Цемент марки ЦЕМ I	Наполнитель	Химическая добавка	Отходы промышленности
	Песок		Щебень					
M _к =1,7	M _к =2,1	Фр. 5-10	Фр. 10-20					
K1	560	200	390	615	410	40	19,7	–
C2 ЗЛШ	560	200	390	615	348	40	19,7	61,5
C3 Углеоб.								
C4 ДГШ								

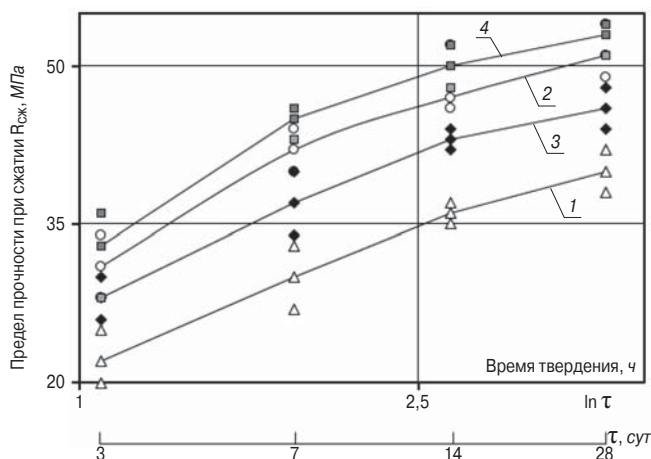


Рис. 3. Изменение предела прочности бетона при сжатии: 1 – с добавкой доменного гранулированного шлака; 2 – с добавкой золышлака ТЭС; 3 – с добавкой углеобогащения; 4 – контрольный без добавки

Fig. 3. Change in the ultimate strength of concrete in compression: 1 – with the addition of granulated blast furnace slag; 2 – with the addition of TPP ash and slag; 3 – with added coal preparation; 4 – control without additive

количество соединений, находящихся в закристаллизованном состоянии: гидрослюда ($d=9,99$ нм), каолинит ($d=7,07$ нм), оксиды алюминия ($d=3,34; 3,19; 2,56; 2,45; 2,12; 1,81$ нм). В составе доменного гранулированного шлака молотого (рис. 2, с) выявлены кристаллические соединения в виде минералов волластонита ($d=0,406$ нм), мелилита ($d=0,285$ нм), мервинита ($d=0,187$ нм) и других соединений. В то же время известно, что содержание кристаллических соединений стеклофазы ускоряет помол шлака, однако замедляет процессы структурообразования, особенно в ранние сроки твердения.

Из технологии бетонов известно, что на предел прочности при сжатии бетона значительное влияние оказывают качественные показатели заполнителей. Так, тонкозернистый песок, обладая повышенной водопотребностью, увеличивает расход цемента в бетоне. Применение крупного песка в бетоне приводит к перерасходу цемента из-за высокой межзерновой пустотности. Поэтому для приготовления бетона плотной структуры предварительно устанавливали

оптимальное соотношение между разным песком и щебнем, которое определяли по максимальной средней плотности.

Для исследования кинетики роста предела прочности бетона при сжатии в возрасте 3, 7, 14 и 28 сут нормального твердения готовили бетонную смесь марки БСТВ35П5. Номинальный состав бетона по расходу компонентов был следующим, кг/м³: цемент ЦЕМ I (42,5) производства ОАО «Новоросцемент» – 410; песок природный «Майская Заря» ($M_k=2,1$) – 200; песок природный Латненского месторождения ($M_k=1,7$) – 560; щебень фракции 5–10 мм производства АО «Павловск Неруд» – 390; щебень фракции 10–20 мм производства АО «Павловск Неруд» – 615; наполнитель ГПМ порошок производства ЗАО «НП ЦМИД» – 40 кг; вода – 150 л. В бетонную смесь вводили суперпластификатор ГПМЖ Ультра в количестве 4,8 кг от массы цемента. Подвижность бетонной смеси определяли по стандартной методике, приведенной в ГОСТе. После определения осадки конуса формовали стандартные образцы-кубы с ребром 10 см, которые выдерживали в камере нормального твердения в течение 3, 7, 14 и 28 сут. Разработанные составы бетона представлены в табл. 3.

Прирост прочности образцов с добавкой золышлака ТЭС в возрасте 3 сут ниже контрольного состава на 7%, к 28-сут возрасту этот прирост снизился и составил 5% (рис. 3).

Для аналогичных составов с добавкой отхода из углеобогащения снижение прочности также незначительно и составляет в возрасте 3 и 28 сут по 15%. Вероятно, это связано с более высокой пуццолановой активностью и дисперсностью частиц золышлака ТЭС в сравнении с отходами углеобогащения. Наименьший прирост прочности показал доменный гранулированный шлак в сравнении с контрольным составом.

На основании результатов проведенных исследований при оценке качества техногенного сырья из побочных продуктов промышленности в тяжелом бетоне следует сделать вывод: из анализа химического состава наибольшую теоретическую гидратацион-

ную активность имеет шлак доменный гранулированный молотый GGBSS 4500, затем золошлаковая смесь и побочный продукт углеобогащения. В то же время из-за большого количества веществ в закристаллизованном состоянии фактическая пуццолановая активность доменного гранулированного шлака оказалась намного ниже теоретического значения и

поэтому располагается в такой последовательности: золошлаковая смесь → побочный продукт углеобогащения → доменный гранулированный шлак, что подтверждается результатами рентгенофазового анализа и согласуется со значениями предела прочности бетонных образцов при сжатии, испытанных в разный период твердения.

Список литературы

1. Попов С.В. Мелкозернистые плотные бетоны со специальными свойствами на заполнителях из каменноугольных и антрацитовых золошлаковых материалов ТЭС Донбасса. Дис. ... канд. техн. наук: Макеевка, 2003. 184 с.
2. Белякова Ж.С., Величко Е.Г., Комар А.Г. Экологические, материаловедческие и технологические аспекты применения зол ТЭС в бетоне // *Строительные материалы*. 2001. № 3. С. 46–48.
3. Резниченко П.Т., Чехов А.П. Охрана окружающей среды и использование отходов промышленности: Справочник. Днепропетровск: Промінь, 1979. 174 с.
4. Малинина Л.А., Батраков В.Г. Бетонведение: настоящее и будущее // *Бетон и железобетон*. 2003. № 1. С. 2–6.
5. Ferraris C.F., Obla K.H., Hill R. The influence of mineral admixtures on the rheology of cement paste and concrete // *Cement and Concrete Research*. 2001. Vol. 31. No. 2, pp. 245–255. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00454-3](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00454-3)
6. Moranville-Regourd M. Portland cement – based binders – cements for the next millennium. *Proceedings of the International Conference “Creating with Concrete”*. Dundee. 1999, pp. 87–99.
7. Naik T.R., Kraus R.N. Use of industrial by-products in cement-based materials. *Proceedings of the International Conference “Creating with Concrete”*. Dundee. 1999, pp. 23–34.
8. Мчедлов-Петросян О.П. Химия неорганических строительных материалов. М.: Стройиздат, 1977. 224 с.
9. Волженский А.В. Минеральные вяжущие вещества. М.: Стройиздат, 1986. 464 с.
10. Брагинский В.Г., Попов В.В. Экономичные виды бетонов с использованием топливных отходов ГРЭС // *Современные проблемы строительства: Ежегод. науч.-техн. сб.* 1997. С. 88–94.
11. Попов С.В., Брагинский В.Г., Мельниченко И.В., Давиденко В.П. Рациональное использование минеральных отходов промышленности в строительстве // *Современные проблемы строительства: Ежегод. науч.-техн. сб.* 2007. № 5 (10). С. 123–127.

References

1. Popov S.V. Fine-grained dense concrete with special properties on aggregates made of coal and anthracite ash and slag materials from TPP of Donbass. Dis ... Candidate of Sciences (Engineering). Makeevka. 2003. 184 p. (In Russian).
2. Belyakova Zh.S., Velichko E.G., Komar A.G. Environmental, materials science and technological aspects of the use of TPP ash in concrete. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2001. No. 3, pp. 46–48. (In Russian).
3. Reznichenko P.T., Chekhov A.P. Okhrana okruzhayushchei sredy i ispol'zovanie otkhodov promyshlennosti. Spravochnik [Environmental protection and use of industrial waste. Directory.]. Dnepropetrovsk: «Promin'». 1979. 174 p.
4. Malinina L.A., Batrakov V.G. Concrete science: present and future. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2003. No. 1, pp. 2–6. (In Russian).
5. Ferraris C.F., Obla K.H., Hill R. The influence of mineral admixtures on the rheology of cement paste and concrete. *Cement and Concrete Research*. 2001. Vol. 31. No. 2, pp. 245–255. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00454-3](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00454-3)
6. Moranville-Regourd M. Portland cement – based binders – cements for the next millennium. *Proceedings of the International Conference “Creating with Concrete”*. Dundee. 1999, pp. 87–99.
7. Naik T.R., Kraus R.N. Use of industrial by-products in cement-based materials. *Proceedings of the International Conference “Creating with Concrete”*. Dundee. 1999, pp. 23–34.
8. Mchedlov-Petrosyan O.P. Khimiya neorganicheskikh stroitel'nykh materialov [Chemistry of inorganic building materials]. Moscow: Stroyizdat. 1977. 224 p.
9. Volzhenskii A.V. Mineral'nye vyazhushchie veshchestva [Mineral binders]. Moscow: Stroyizdat. 1986. 464 p.
10. Braginsky V.G., Popov V.V. Economical types of concrete with the use of fuel waste from the state district power station. *Modern problems of construction: an annual scientific and technical collection*. 1997, pp. 88–94. (In Russian).
11. Popov S.V., Braginskii V.G., Mel'nichenko I.V., Davidenko V.P. *Modern problems of construction:*

12. Рамачандран В.С., Фельдман Р.Ф., Коллепарди М. и др. Добавки в бетон. М.: Стройиздат, 1988. 575 с.
13. Li G. Properties of high-volume fly ash concrete incorporating nano-SiO₂ // *Cement and Concrete Research*. 2004. Vol. 34. No. 6, pp. 1043–1049. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2003.11.013>
14. Sabir B.B., Wild S., Bai J. Metakaolin and calcined clays as pozzolans for concrete: a review // *Cement and Concrete Composites*. 2001. Vol. 23. No. 6, pp. 441–454. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(00\)00092-5](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(00)00092-5)
15. Shvarzman A., Kovler K., Schamban I. Influence of chemical and phase composition of mineral admixtures on their pozzolanic activity // *Advances in Cement Research*. 2001. Vol. 13. No. 1, pp. 1–7.
16. Схвитаридзе Р.Е. Химия цемента и методы ускоренного прогнозирования прочности на сжатие (активности) цементов с минеральными добавками и бетонов // *Бетон и железобетон*. 2005. № 3. С. 6–11.
17. Yavruyan Kh.S., Gaishun E.S., Kotlyar V.D., Okhotnaya A.S. Features of phasea mineralogical conversions when burning wall ceramics on the basis of secondary materials for processing coal deposits of eastern Donbass // *Materials Science Forum*. 2019, pp. 67–74.
18. Котляр В.Д., Явруян Х.С., Гайшун Е.С., Терехина Ю.В. Комплексный подход при переработке отходов угледобычи Восточного Донбасса. *Управление муниципальными отходами как важный фактор устойчивого развития мегаполиса*. 2018. № 1. С. 115–118.
19. Yavruyan Kh.S., Gaishun E.S., Kotlyar V.D., Serebryanaya I.A., Filippova A.A., Gaishun A. S. Selection of compositions of ceramic masses based on industrial wastes using mathematical planning methods // *E3S Web Conf*. 2020. Vol. 164. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202016414017>
20. Yavruyan Kh.S., Kotlyar V.D., Gaishun E.S. Medium-fraction materials for processing of coal-thread waste drains for the production of wall ceramics // *Materials Science Forum*. 2018. Vol. 931. MSF, pp. 532–536. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.931.532>
21. Yavruyan Kh.S., Gaishun E.S., Kotlyar V.D., Serebryanaya I.A., Filippova A.A., Gaishun A.S. Selection of compositions of ceramic masses based on industrial wastes using mathematical planning methods // *E3S Web Conf*. 2020 Vol. 164. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202016414017>
- an annual scientific and technical collection. 2007. No. 5(10), pp. 123–127. (In Russian).
12. Ramachandran V.S., Fel'dman R.F., Kolleparди M. Dobavki v beton [Additives to concrete]. Moscow: Stroiyzdat. 1988. 575 p.
13. Li G. Properties of high-volume fly ash concrete incorporating nano-SiO₂. *Cement and Concrete Research*. 2004. Vol. 34. No. 6, pp. 1043–1049. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2003.11.013>
14. Sabir B.B., Wild S., Bai J. Metakaolin and calcined clays as pozzolans for concrete: a review. *Cement and Concrete Composites*. 2001. Vol. 23. No. 6, pp. 441–454. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(00\)00092-5](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(00)00092-5)
15. Shvarzman A., Kovler K., Schamban I. Influence of chemical and phase composition of mineral admixtures on their pozzolanic activity. *Advances in Cement Research*. 2001. Vol. 13. No. 1, pp. 1–7.
16. Skhvitaridze R.E. Chemistry of cement and methods for accelerated prediction of the compressive strength (activity) of cements with mineral additives and concrete. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2005. No. 3, pp. 6–11. (In Russian).
17. Yavruyan Kh.S., Gaishun E.S., Kotlyar V.D., Okhotnaya A.S. Features of phasea mineralogical conversions when burning wall ceramics on the basis of secondary materials for processing coal deposits of eastern Donbass. *Materials Science Forum*. 2019, pp. 67–74.
18. Kotlyar V.D., Yavruyan Kh.S., Gaishun E.S., Terekhina Yu.V. An integrated approach to the processing of coal mining waste in the Eastern Donbass. *Municipal waste management as an important factor in the sustainable development of a metropolis*. 2018. No. 1, pp. 115–118. (In Russian).
19. Yavruyan Kh.S., Gaishun E.S., Kotlyar V.D., Serebryanaya I.A., Filippova A.A., Gaishun A. S. Selection of compositions of ceramic masses based on industrial wastes using mathematical planning methods. *E3S Web Conf*. 2020. Vol. 164. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202016414017>
20. Yavruyan Kh.S., Kotlyar V.D., Gaishun E.S. Medium-fraction materials for processing of coal-thread waste drains for the production of wall ceramics. *Materials Science Forum*. 2018. Vol. 931. MSF, pp. 532–536. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.931.532>
21. Yavruyan Kh.S., Gaishun E.S., Kotlyar V.D., Serebryanaya I.A., Filippova A.A., Gaishun A.S. Selection of compositions of ceramic masses based on industrial wastes using mathematical planning methods. *E3S Web Conf*. 2020 Vol. 164. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202016414017>



Памяти профессора АНАТОЛИЯ ФЕДОРОВИЧА МИЛОВАНОВА

3 января 2021 г. на девяносто восьмом году жизни ушел из жизни выдающийся ученый, доктор технических наук, профессор Анатолий Федорович Милованов.

Всю свою жизнь Анатолий Федорович посвятил строительной науке и являлся крупнейшим специалистом в области надежности и долговечности железобетонных конструкций, работающих в условиях температурных воздействий, по расчету и проектированию промышленных и гражданских зданий и сооружений, работающих в условиях жаркого климата, при воздействии технологической температуры и пожарной среды. Под его руководством разработана концепция оценки огнестойкости железобетонных конструкций и издан ряд нормативных документов по огнестойкости и жаростойким бетонам.

А.Ф. Милованов родился 14 сентября 1923 г. в Москве, в семье рабочего. В 1941 г. окончил школу и поступил в Московский автодорожный институт им. Молотова. Трудовую деятельность начал в институте «Союздорпроект» в 1946 г., после получения диплома инженера-строителя мостов.

Научная деятельность А.Ф. Милованова началась в 1950 г. после поступления в очную аспирантуру Центрального института промышленных сооружений (ЦНИИПС), которую он окончил в 1953 г. и был зачислен в этот институт на должность младшего научного сотрудника.

В период 1954–1955 гг. А.Ф. Милованов был командирован на стройку в Болгарию, где являлся начальником строительной лаборатории специального строительно-монтажного управления. С января 1957 г. начал трудовую деятельность в Научно-исследовательском институте бетона и железобетона (НИИЖБ, создан на базе ЦНИИПС) под руководством крупнейшего советского ученого, доктора технических наук В.И. Мурашова – создателя теории жесткости железобетона, а также методов расчета огнестойкости железобетонных конструкций, работающих в условиях воздействия высокой температуры.

В период 1959–1970 гг. А.Ф. Милованов возглавлял лабораторию жаростойких железобетонных конструкций НИИЖБ и плодотворно работал на научном поприще с такими видными учеными, как К.Д. Некрасов, Н.П. Жданова, В.В. Жуков, В.Н. Самойленко.

В 1970 г. Анатолий Федорович защитил докторскую диссертацию по теме: «Исследование работы железобетонных конструкций при воздействии повышенной и высокой температуры».

Под его руководством широкомасштабно проводились теоретические и экспериментальные исследования различных

видов строительных конструкций из обычного и жаростойкого железобетона, предназначенных для работы в условиях температурных воздействий. Разработанные им в содружестве с коллегами из ВНИИПО теоретические методы расчета огнестойкости вошли в практику проектирования железобетонных конструкций зданий и сооружений и являются основой для современных строительных норм.

Большой научный вклад А.Ф. Милованов внес в развитие науки о жаростойких бетонах. В своих научных трудах, выступлениях в печати и на научных конференциях как в России, так и за рубежом он активно пропагандировал применение жаростойкого бетона и железобетона в конструкциях тепловых агрегатов вместо дорогостоящих фасонных огнеупоров. В его монографиях «Жаростойкий бетон» и «Расчет жаростойких железобетонных конструкций» были представлены методы расчета железобетонных конструкций на совместное воздействие высокой температуры и нагрузки, а также основные положения по конструированию жаростойких железобетонных конструкций.

Идея применения жаростойкого бетона и железобетона воплотилась в ряде значительных конструктивных и инженерных решений, в том числе заложенных в основу массового заводского производства сборных жаростойких железобетонных конструкций и в типовом проектировании, как в России, так и за рубежом. Практически нет ни одного металлургического завода в России, Украине, Сибири, Казахстане и на Алтае, где бы не использовались нормы, инструкции, рекомендации, разработанные под руководством А.Ф. Милованова. Фундаменты доменных печей заводов Ариамехр (Иран), Карачи (Пакистан), Искендерун (Турция), Бхилаи (Индия), им. Хосе Марти (Куба), Чендлин (КНДР), фундаменты коксовых батарей на заводах Железара Зеница (Югославия), Кремиковцы (Болгария), Дунай Вакшмю (Венгрия), Эль-Хаджар (Алжир), Аджакута (Нигерия), фундаменты электропечей, воздухонагревателей, и этот список можно многократно продолжить.

Анатолий Федорович был активным участником и членом международных научных организаций: комиссии по огнестойкости СИБ в Англии (1960), комиссий по огнестойкости предварительно-напряженных железобетонных конструкций ФИП в ФРГ (1965), Англии (1967, 1973) и Голландии (1975), конгрессов ФИП и комиссии по огнестойкости во Франции (1966), Чехословакии (1970) и США (1974).

Многие годы А.Ф. Милованов проработал в составе экспертного совета по строительству и архитектуре ВАК, являлся председателем комиссии Научно-координационного совета по бетону и железобетону Госстроя СССР по монолитным сооружениям башенного типа, а также комиссии по расчету, проектированию и испытанию железобетонных конструкций, предназначенных для работы в условиях сухого жаркого климата.



Будучи уже в преклонном возрасте, профессор А.Ф. Милованов лично участвовал в обследованиях после пожаров таких уникальных объектов, как Останкинская телебашня и Дом Правительства в г. Москве.

Профессором А.Ф. Миловановым разработаны семь ГОСТов по тематике жаростойких бетонов, а также ряд нормативных документов: указания по расчету железобетонных дымовых труб; инструкции по проектированию фундаментов доменных печей; рекомендации по расчету железобетонных свайных фундаментов, возводимых на вечномёрзлых грунтах с учетом температурных и влажностных воздействий и др.

А.Ф. Милованов являлся автором изобретений в области огнестойкости железобетонных конструкций. Им были разработаны оригинальные конструктивные способы снижения влияния высокой температуры на железобетонные конструкции, повышения степени их надежности и долговечности, которые были защищены девятью авторскими свидетельствами.

Под авторством А.Ф. Милованова издано около 250 работ, из них шесть монографий, которые известны не только в нашей стране, но и за рубежом, в том числе монография «Огнестойкость железобетонных конструкций». Под его редакцией были изданы три сборника работ лаборатории и сборник научных тру-

дов комиссии по жаркому климату, а монография «Высокотемпературный нагрев железобетонных перекрытий при аварии на Чернобыльской АЭС» была востребована японскими коллегами и переведена на японский язык после аварии на Фукусиме.

Под руководством Анатолия Федоровича 42 молодых специалиста прошли обучение в аспирантуре, успешно защитили диссертации, получили ученую степень кандидатов и докторов технических наук. Его стаж работы в НИИЖБ составил 70 лет.

За успешную и плодотворную работу А.Ф. Милованов был награжден медалью «За трудовое отличие», юбилейной медалью «За доблестный труд», орденом Дружбы народов, медалью «850 лет Москвы», дважды – премией Совета Министров СССР и являлся почетным строителем России.

В последние годы жизни Анатолий Федорович, находясь на заслуженном отдыхе, являлся консультантом в области жаростойких бетонов и огнестойкости железобетонных конструкций НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, передавал свой профессиональный опыт представителям молодого поколения инженеров-строителей.

В человеческом плане для коллектива НИИЖБ Анатолий Федорович был образцом жизнелюбия, стойкости, принципиальности, дисциплины, целеустремленности к исследованиям и познаниям нового. Он являлся большим авторитетом для коллег и специалистов, с радостью делился своими знаниями с любым человеком, который к нему обращался за профессиональной помощью. Помимо любви и преданности науке и профессии, он был человеком широкого кругозора, любителем классической музыки, балета и театра, интереснейшим собеседником и просто жизнерадостным человеком.

Жизненный путь Анатолия Федоровича можно назвать поистине легендарным и достойным примером для молодого поколения. Его кончина является невосполнимой утратой для коллектива НИИЖБ им. А.А. Гвоздева.

Друзья и коллеги скорбят о кончине Анатолия Федоровича Милованова и навсегда сохраняют о нем светлую память.



УДК 693.542.4

Л.А. ТИТОВА¹, канд. техн. наук, М.Ю. ТИТОВ¹, канд. техн. наук,
М.И. БЕЙЛИНА¹, инженер-технолог, ст. науч. сотр.,
В.А. ШАБАЛИН¹, ведущий инженер (niizhb-7@yandex.ru);
Е.В. МИТЮКОВА², инженер-металлург, ведущий эксперт (mieva@severstal.com)

¹ АО «НИЦ «Строительство» (109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., 6)

² ПАО «Северсталь» (162608, г. Череповец, ул. Мира, 30)

Эффективность применения гранулированных доменных шлаков при производстве бетонных смесей и бетонов

Актуальной задачей развития экономики на современном этапе является создание промышленности по переработке и утилизации отходов промышленных производств. Строительная отрасль в значительных количествах утилизирует крупнотоннажные отходы металлургических производств, к которым относятся доменные шлаки. Особое внимание при этом уделяется уменьшению потребления клинкерного цемента в бетоне, снижению себестоимости бетона. В статье представлены характеристики молотых гранулированных шлаков ПАО «Северсталь» и бетонов с заменой до 50% цемента на молотый шлак. Экономическая эффективность использования гранулированного доменного шлака заключается в расширении сырьевой базы для получения эффективных строительных материалов; сокращении расхода клинкера (до 50%); сокращении стоимости вяжущего; обеспечении высоких эксплуатационных характеристик бетона при применении молотого доменного гранулированного шлака. Экологическая эффективность заключается в решении экологической задачи за счет утилизации отходов металлургической промышленности.

Ключевые слова: доменный гранулированный шлак, тонкость помола, гидравлическая активность, бетонная смесь, прочность, водонепроницаемость, долговечность.

Для цитирования: Титова Л.А., Титов М.Ю., Бейлина М.И., Шабалин В.А., Митюкова Е.В. Эффективность применения гранулированных доменных шлаков при производстве бетонных смесей и бетонов // *Бетон и железобетон*. 2021. № 2 (604). С. 16–20.

L.A. TITOVA¹, Candidate of Sciences (Engineering), M.Yu. TITOV¹, Candidate of Sciences (Engineering),
M.I. BEYLINA¹, Engineer-Technologist, Senior Researcher, V.A. SHABALIN¹, Leading Engineer (niizhb-7@yandex.ru);
E.V. MITYUKOVA², Engineer-Metallurg, Leading Expert (mieva@severstal.com)

¹ JSC Research Center of Construction (6, 2nd Institutskaya Street, Moscow, 109428, Russian Federation)

² PJSC "Severstal" (30, Mira Street, Cherepovets, Vologda Region, 162608, Russian Federation)

Efficiency of Application of Granulated Blast Furnace Slags in the Production of Concrete Mixes and Concretes

An actual task of economic development at the present stage is the creation of an industry for the processing and disposal of industrial waste. The construction industry disposes of large-capacity waste from metallurgical industries, which includes blast furnace slag, in significant quantities. Particular attention is paid to reducing the consumption of clinker cement in concrete, reducing the cost of concrete. The article presents the characteristics of ground granulated slags of PJSC "Severstal" and concretes with the replacement of up to 50% of cement with ground slag. The economic efficiency of the use of granulated blast furnace slag consists in expanding the raw material base for obtaining effective building materials; reducing the consumption of clinker (up to 50%); reducing the cost of binder; ensuring high performance characteristics of concrete when using ground blast furnace granulated slag. Ecological efficiency consists in solving the environmental problem due to recycling waste from the metallurgical industry.

Keywords: blast furnace granulated slag, fineness of grinding, hydraulic activity, concrete mix, strength, water tightness, durability.

For citation: Titova L.A., Titov M.Yu., Beylina M.I., Shabalin V.A., Mityukova E.V. Efficiency of application of granulated blast furnace slags in the production of concrete mixes and concretes. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2021. No. 2 (604), pp. 16–20. (In Russian).

Правительством Российской Федерации утверждена Стратегия развития промышленности по обработке, утилизации и обезвреживанию отходов производства и потребления на период до 2030 года (30 января 2018 г. опубликовано распоряжение Правительства Российской Федерации № 84-р). Одним из основных видов отходов являются огромные запасы шлаков металлургических производств, которые

могут использоваться при производстве строительных материалов [1, 2].

Основной интерес представляют собой доменные шлаки. Они отличаются относительно постоянным химическим составом и экологически безопасны. В России значительная доля доменных шлаков (~20%) направляется в отвалы, в то время как в зарубежной практике широко распространены импорт-

ные поставки гранулированных шлаков, в том числе молотых.

Повышение эффективности бетонных и железобетонных конструкций может быть достигнуто путем оптимизации структурообразования бетонов за счет применения минеральных добавок, в частности шлаков. При использовании доменных гранулированных шлаков снижаются как топливно-энергетические затраты при производстве бетонов и цементов, так и затраты на содержание оборудования. На современном этапе развития строительных материалов большое внимание уделяется уменьшению потребления клинкерного цемента в бетоне, снижению себестоимости бетона за счет утилизации отходов, в частности шлаков, и одновременно решаются экологические задачи охраны окружающей среды [3–11].

Доменный гранулированный шлак – стеклообразный материал, получаемый путем быстрого охлаждения шлакового расплава определенного состава, который получается как побочный продукт при плавке железной руды в доменных печах. Быстрое охлаждение включает в себя грануляцию и комкование [3, 4]. Доменные шлаки представляют собой сплавы силикатов, алюминатов, сульфатов, некоторых солей и оксидов, в основном кальция, магния, железа и марганца. Суммарное содержание CaO, SiO₂, Al₂O₃, MgO и Fe₂O₃, иногда TiO₂ достигает 90–95%.

По химическому составу доменные шлаки отличаются от портландцементного клинкера соотношением некоторых компонентов. Шлаки содержат повышенное количество кремнезема, иногда глинозема и меньше оксида кальция [10].

Повышение реакционной способности и эффективности шлаков достигается при тонком измельчении. За рубежом – в Западной Европе, Японии и Корею – используются шлаки с удельной поверхностью не менее 500 м²/кг. При этом активность шлаков возрастает на 20–30% [6]. Гидравлические вяжущие свойства доменного гранулированного шлака проявляются при действии на тонкоизмельченный шлак щелочных и сульфатных активаторов твердения. При совместном помоле цемента со шлаком могут производиться различные виды материалов [5].

В настоящей работе был использован молотый доменный гранулированный шлак (МГДШ) ПАО «Северсталь» (табл. 1).

Оксид кальция представлен в виде двух-кальциевого силиката (2CaO·SiO₂) и геленита (2CaO·Al₂O₃·SiO₂). Оксид магния, содержащийся в шлаке, может в определенной степени заменять CaO и благоприятно влиять на гидравлическую активность шлаков. Кремнезем (SiO₂) составляет значительную часть химического состава шлака (38%). При охлаждении шлаки почти не кристаллизуются и застывают в виде стекла.

Оксид марганца (MnO) отрицательно влияет на гидравлическую активность шлаков, однако его содержание в шлаке составляет не более 0,33%, что отвечает требованиям ГОСТ 3476–2019 «Шлаки доменные и электротермофосфорные гранулированные для производства цементов». Оксид железа (Fe₂O₃) практически не влияет на гидравлическую активность шлака. Сернистые соединения SO₃, находящиеся в составе шлака в виде сульфатов, ограничивают на активность шлака. Диоксид титана (TiO₂) и соединения фосфора не влияют на свойства доменного шлака ПАО «Северсталь» из-за малого содержания.

Физико-химический анализ гранулированного доменного шлака ПАО «Северсталь» выполнен Всесоюзным научно-исследовательским институтом минерального сырья им. И.М. Федоровского. Результаты анализа минералогического состава пробы показали, что шлак характеризуется содержанием стеклофазы (100%), при этом основным минералом шлака является геленит состава Ca₂Al[AlSiO₇], наличие которого подтверждает способность шлака к гидратации. Доменные гранулированные шлаки являются скрыто-гидравлическими веществами, обладающими высокой потенциальной способностью к твердению. Это свойство связано с особой аморфной (стекловидной) структурой граншлаков. Активность шлаков возрастает при добавке активаторов.

Шлак в составе портландцемента выполняет роль активной минеральной добавки, так как реагирует с гидроксидом кальция, образуя дополнительное количество гидросиликатов кальция. При этом упрочняется структура бетона, кольматация пор обеспечивает повышение водонепроницаемости и долговечности бетона.

При исследовании твердения шлаков для повышения активности используют разные степени активации. Самым распространенным способом повы-

Таблица 1
Table 1

Химический состав молотого гранулированного доменного шлака, %
The chemical composition of ground granulated blast-furnace slag, %

CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	MgO	Fe ₂ O ₃	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	MnO	Cl ⁻
35,3±0,32	38±0,53	11,35±0,45	11,4±0,38	0,4±0,1	0,22±0,08	0,4±0,05	1,12±0,5	0,36±0,03	0,02±0,01

шения активации шлаков является механоактивация, заключающаяся в более тонком помоле активных минеральных добавок.

В данной работе оценивалось повышение активности доменных шлаков ПАО «Северсталь». Помол шлаков проводился в двухкамерной шаровой мельнице типа 1456АУЗ. Измерение дисперсности шлаков согласно ГОСТ 310.2–76 «Цементы. Методы определения тонкости помола» определяли прибором Блейна, в котором удельная поверхность шлака измерялась по скорости прохождения воздуха через уплотненный слой шлака.

Степень гидравлической активности граншлака, по аналогии с портландцементным клинкером, может быть охарактеризована модулем основности и модулем активности. Гидравлическая активность шлаков возрастает в большинстве случаев с увеличением модуля основности и особенно модуля активности.

Оценку активности шлака производили согласно методике ГОСТ 8269.0–97 «Щебень и гравий из плотных горных пород и отходов промышленного производства для строительных работ. Методы физико-механических испытаний» по оценке значения предела прочности в водонасыщенном состоянии на образцах-кубах с ребром 7 см из шлакового теста максимальной плотности при оптимальном добавлении воды (водошлаковое отношение должно быть в пределах 0,12–0,16). Уплотнение образцов осуществляли на прессе при давлении 20 МПа.

Хранение образцов производят в течение 7 сут на воздухе при температуре 18–20°C, после чего их помещают на 18 сут в камеру нормального твердения с влажностью не менее 95%, затем образцы в течение 2 сут насыщают водой комнатной температуры.

Прочность образца при сжатии $R_{сж}$, МПа, определяют по формуле:

$$R_{сж} = \frac{P}{F},$$

где P – разрушающее усилие пресса, Н; F – площадь поперечного сечения образца, см².

Активность шлака ПАО «Северсталь» в зависимости от его удельной поверхности представлена в табл. 2.

Как видно из полученных результатов, при увеличении удельной поверхности до 430,3 м²/кг активность шлака увеличивается примерно в два раза, а при увеличении удельной поверхности до 645 м²/кг активность увеличивается примерно в три раза.

Таким образом, повышение реакционной способности шлаков и регулирование их структуры достигается при более тонком измельчении.

Наряду с механической активацией шлаков широко используется их химическая активация, заключающаяся во введении гидратирующей системы

Таблица 2
Table 2

Активность шлака
Slag activity

№ п/п	Удельная поверхность, м ² /кг	Средняя прочность при сжатии (активность), МПа
I	280	5,1
II	430,3	10,8
III	645	15,8

Таблица 3
Table 3

Гидравлическая активность шлака в присутствии щелочного активатора
Slag hydraulic activity in the presence of an alkaline activator

№ серии	Прочность при сжатии, МПа	Средняя гидравлическая активность с NaOH, МПа
I	6,97	7,4
II	14,1	14,4
III	25,66	26,5

щелочных и щелочно-земельных компонентов. Введение добавок-активаторов нарушает термодинамически неустойчивое равновесие шлакового стекла и способствует образованию гидросиликатов и гидроалюминатов.

Гидравлическая активность шлака – это способность шлака образовывать гидравлическое вяжущее вещество, свойства которого зависят от химического и фазового состава, его структуры и минералогии.

Метод определения гидравлической активности шлака основан на методике ASTM C1073-18 (ТУ 0799-001-99126491). Активность шлака определяли по результатам щелочного воздействия, которое способствует проявлению потенциальных вяжущих свойств шлакового стекла.

Для проведения испытаний использовали следующие материалы:

- стандартный вольский песок;
- 20%-й раствор гидроксида натрия (NaOH);
- дистиллированную воду.

Приготовление образцов осуществляли в соответствии с ГОСТ 310.4–81 «Цементы. Методы определения предела прочности при изгибе и сжатии», за исключением того, что вместо воды затворения используют тот же объем раствора гидроксида натрия.

Отформованные образцы (кубы 70×70×70 мм) помещают в герметичном контейнере в пропарочную камеру с температурой 55±2 °C при условии 100% влажности на 24 ч, после чего образцы извлекают из форм и хранят до испытаний в естественных условиях. Определение предела прочности при сжатии производят в соответствии с ГОСТ 310.4–81. Гидравлическая активность шлака через 24 ч после затвердевания оценивается как гидравлическая активность с щелочным активатором NaOH.

Таблица 4
 Table 4

Физико-технические характеристики бетона
Physical and technical characteristics of concrete

Нормируемые параметры	Нормативные документы	Фактические значения, МПа
Прочность бетона при сжатии в возрасте: 7 сут 14 сут 28 сут	ГОСТ 10180–2012 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам»; ГОСТ 18105–2018 «Бетоны. Правила контроля и оценки прочности»	31,8 40,4 46,5
Прочность бетона на растяжение при изгибе	ГОСТ 10180–2012 ГОСТ 18105–2018	9,15
Призменная прочность	ГОСТ 24452–80 «Бетоны. Методы определения призменной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона»	50,2
Водонепроницаемость W, марка	ГОСТ 12730.5–2018 «Бетоны. Методы определения водонепроницаемости»	18
Морозостойкость F ₁ , марка	ГОСТ 10060–2012 «Бетоны. Методы определения морозостойкости»	300
Защитные свойства по отношению к стальной арматуре: 1. Плотность тока при потенциале +300 мВ, до 10 мкА/см ² включительно 2. Потенциал через (60±5) с после отключения тока, более +5 мВ	ГОСТ 31383–2008 «Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. Методы испытаний»	0,4 0,39 0,38 +600 +590 +590

Гидравлическую активность при испытании оценивали при увеличении удельной поверхности шлака. Результаты испытаний представлены в табл. 3.

Анализ результатов показал, что гидравлическая активность молотого доменного гранулированного шлака в присутствии NaOH составляет 7,4 МПа при удельной поверхности шлака 280 м²/кг; 14,4 МПа при 430 м²/кг (увеличение примерно в два раза); 26,5 МПа при 6450 м²/кг (увеличение примерно в 3,6 раза).

На современном этапе развития строительных материалов большое внимание уделяется уменьшению потребления клинкерных цементов. Одной из актуальных задач строительной промышленности является использование малоклинкерных и смешанных вяжущих, что значительно снижает материал- и энергоёмкость производства при получении материалов с необходимыми свойствами. Являясь по сути отходами, шлаки могут не только снизить содержание клинкера, но и получить экономию сырья при его изготовлении [7, 8].

В настоящей работе определены нормируемые параметры бетонов при замене части вяжущего молотым гранулированным доменным шлаком.

Для исследований был определен состав бетонной смеси: портландцемент ПЦ500Д0 – 216 кг/м³; молотый доменный гранулированный шлак ПАО «Северсталь» – 144 кг/м³; песок (модуль крупности 2,3–2,6) – 830 кг/м³; гранитный щебень (фр. 5–20 мм) – 1060 кг/м³; суперпластификатор Sika 5-600 SP – 3,2 кг/м³; вода – 170 л (подвижность смеси П3).

Основные физико-технические характеристики бетона представлены в табл. 4.

Анализируя полученные нормируемые показатели бетона, можно констатировать, что замена части вяжущего (до 50%) в составе бетона на молотый доменный гранулированный шлак позволяет получить бетон класса В30–В35 с водонепроницаемостью W18 и морозостойкостью F1300.

Следует особо отметить, что для исследования был выбран граншлак с удельной поверхностью 280 м²/кг, т. е. шлак наиболее экономичного помола и с относительно низкой гидравлической активностью. Использование шлака с более высокой удельной поверхностью позволит получить высокоэффективную бетонную смесь с меньшим расходом портландцемента. Однако необходимы дополнительные существенные затраты на помол.

Бетоны, в состав которых входят вяжущие на основе молотого гранулированного доменного шлака, при подтверждении по ГОСТ 31383–2008 их коррозионной стойкости в заданных условиях эксплуатации по ГОСТ 31384–2017 «Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. Общие технические требования» могут использоваться в строительной индустрии для возведения жилищных и общественных зданий с различными условиями их эксплуатации, а также для возведения подземных и емкостных сооружений.

Экономическая и экологическая эффективность данной работы заключается в расширении сырьевой

базы для получения эффективных строительных материалов; сокращении расхода вяжущего (до 50%); сокращении стоимости бетонной смеси за счет применения дешевого шлака в качестве вяжущего; обеспечении высоких эксплуатационных характеристик бетона при применении молотого доменного гранулированного шлака; решении экологической задачи за счет утилизации отходов металлургической промышленности.

Список литературы

1. Баженов Ю.М., Дворкин Л.И. Ресурсосбережение в строительстве за счет применения побочных промышленных отходов. М.: ЦНИПКС, 1988. 66 с.
2. Волженский А.В., Буров Ю.С., Виноградов Б.Н., Гладких К.В. Бетоны и изделия из шлаковых и зольных материалов. М.: Стройиздат, 1969. 392 с.
3. Баженов Ю.М. Применение промышленных отходов в производстве строительных материалов. М.: Стройиздат, 1983. 76 с.
4. Жарко В.И. Использование отходов в цементной промышленности России // *Цемент и его применение*. 2011. № 4. С. 60–62.
5. Гусев Б.В., Фаликман В.Р. Бетон и железобетон в эпоху устойчивого развития // *Промышленное и гражданское строительство*. 2016. № 2. С. 30–38.
6. Применение молотого доменного гранулированного шлака в строительстве США // *ВНИИИТПИ. Сер. Строительные конструкции и материалы*. 2002. № 1. С. 28–32.
7. Гончаров Ю.И., Рахимбаев Ш.М., Гончарова М.Ю. Шлакобетоны с активным заполнителем. Бетон и железобетон в третьем тысячелетии. *Сб. научных трудов научно-практической конференции*. Ростов н/Д: РГСУ. 2000. С. 128–133.
8. Падовани Д., Коркоран Б. Повышение качества цементов, полученных с использованием гранулированного доменного шлака (ГДШ) и интенсификаторов помола // *Цемент и его применение*. 2004. № 6. С. 36–39.
9. Боброва З.М., Ильина О.Ю., Хохряков А.В., Цейтлин Е.М. Применение отходов горно-металлургических и металлургических производств в целях рационального природопользования // *Изв. Уральского государственного горного университета*. 2015. № 4 (40). С. 16–26.
10. Пугин К.Г., Вайсман Я.И. Методические подходы к разработке технологий совместного использования разнородных отходов производства // *Вестник МГСУ*. 2014. № 5. С. 78–90.
11. Адигамов Р.Р., Митюкова Е.В., Соловьева В.Я., Гунин С.О. Бетон для дорожных покрытий, содержащий молотый гранулированный доменный шлак // *Цемент и его применение*. 2020. № 2. С. 71–73.

References

1. Bazhenov Yu.M., Dvorkin L.I. Resursosberezhenie v stroitel'stve za schet primeneniya pobochnykh promyshlennykh otkhodov [Resource saving in construction due to the use side industrial wastes]. Moscow: TsNIPKS. 1988. 66 p.
2. Volzhenskii A.V., Burov Yu.S., Vinogradov B.N., Gladkikh K.V. Betony i izdeliya iz shlakovykh i zol'nykh materialov [Concrete and products from slag and ash materials]. Moscow: Stroyizdat. 1969. 392 p.
3. Bazhenov Yu.M. Primenenie promyshlennykh otkhodov v proizvodstve stroitel'nykh materialov [Use of industrial wastes in the production of building materials]. Moscow: Stroyizdat. 1983. 76 p.
4. Zharko V.I. Waste use in the cement industry in Russia. *Tsement i ego primeneniye*. 2011. № 4, pp. 60–62. (In Russian).
5. Gusev B.V., Falikman V.R. Concrete and reinforced concrete in the era of sustainable development. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2016. No. 2, pp. 30–38. (In Russian).
6. Application of ground granulated blast-furnace slag in construction of the USA. *VNIINTPI. Ser. Stroitel'nye konstruksii i materialy*. 2002. No. 1, pp. 28–32. (In Russian).
7. Goncharov Yu.I., Rakhimbaev Sh.M., Goncharova M.Yu. Slag concrete with active aggregate. Concrete and reinforced concrete in the third millennium. *Collection of scientific publications of the scientific and practical conference*. Rostov-on-Don: RGSU. 2000, pp. 128–133. (In Russian).
8. Padovani D., Korkoran B. Improving the quality of the cements obtained using the granulated blast furnace slag (BFS), and grinding aids. *Tsement i ego primeneniye*. 2004. No. 6, pp. 36–39. (In Russian).
9. Bobrova Z.M., Il'ina O.Yu., Khokhryakov A.V., Tseiitlin E.M. The use of waste metals and mining and metallurgical industries for the management of natural resources. *Izv. Ural'skogo gosudarstvennogo gornogo universiteta*. 2015. № 4 (40), pp. 16–26. (In Russian).
10. Pugin K.G., Vaisman Ya.I. Methodological approaches to the development of technologies for the joint use of dissimilar production wastes. *Vestnik MGSU*. 2014. № 5, pp. 78–90. (In Russian).
11. Adigamov R.R., Mityukova E.V., Solov'eva V.Ya., Gunin S.O. Concrete for road surfaces containing ground granulated blast-furnace slag. *Tsement i ego primeneniye*. 2020. No. 2, pp. 71–73. (In Russian).

УДК 691.32

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

АО «НИЦ «Строительство» (109428, г. Москва, ул. 2-я Институтская, 6, к. 1)

О некоторых подходах к решению задач релаксации бетона

Трудность, сопровождающая применение теории ползучести в строительной практике, по мнению авторов, заключается в декомпозиции деформационных свойств бетона. Она сложилась исторически. В 1660 г. Р. Гук сформулировал закон, определяющий связь между напряжением и деформацией упругого тела. Впервые на неупругие свойства бетона обратил внимание А. Консидер (публикация в 1905 г.), т. е. на 245 лет позднее. С этого времени можно вести отсчет изучения ползучести, которое велось параллельно с изучением упругости бетона, и в связи с приоритетом по времени исследований упругости ползучесть получила статус прикладной. У того и другого направления определялись свои эмпирические зависимости, ничем не связанные друг с другом. Это привело к тому, что разделение экспериментальных значений деформаций на упругие и неупругие в зависимостях, полученных из опытов, проводилось по-разному. В данной статье показано, что свойство общности функции старения позволяет избежать этой декомпозиции.

Ключевые слова: бетон, ползучесть, релаксация бетона, мера ползучести.

Для цитирования: Назаренко В.Г., Звездов А.И., Ларионов Е.А., Квасников А.А. О некоторых подходах к решению задач релаксации бетона // *Бетон и железобетон*. 2021. № 2 (604). С. 21–23.

V.G. NAZARENKO, Doctor of Sciences (Engineering), A.I. ZVEZDOV, Doctor of Sciences (Engineering),
E.A. LARIONOV, Doctor of Sciences (Engineering), A.A. KVASNIKOV, Candidate of Sciences (Engineering) (a.a.kvasnikov@gmail.com)
JSC Research Center of Construction (6, bldg. 1, 2nd Institutskaya Street, Moscow, 109428, Russian Federation)

On Some Approaches to Solving Relaxation Problems of Concrete

The difficulty that accompanies the application of the creep theory in construction practice, according to the authors, is the decomposition of the deformation properties of concrete. It has developed historically. In 1660, R. Hooke formulated a law that defines the relationship between stress and deformation of an elastic body. For the first time, A. Considere drew attention to the inelastic properties of concrete (publication in 1905), that is, 245 years later. Since that time, it is possible to count the study of creep, which was conducted in parallel with the study of the elasticity of concrete and, in connection with the priority of the time of research on elasticity, creep has become an applied role. Both directions had their own empirical dependencies, which were not connected with each other in any way. This led to the fact that the dependences obtained from experiments that were carried out under different conditions, the division of the experimental values of deformations into elastic and inelastic ones were carried out in different ways. This paper shows that the generality property of the aging function makes it possible to avoid this decomposition.

Keywords: concrete, creep, concrete relaxation, measure of creep.

For citation: Nazarenko V.G., Zvezdov A.I., Larionov E.A., Kvasnikov A.A. On some approaches to solving relaxation problems of concrete. *Beton i Zhele-zobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2021. No. 2 (604), pp. 21–23. (In Russian).

Релаксационные задачи теории ползучести на основе существующих уравнений состояний приводят к сложным зависимостям, затрудняющим их применение в строительной практике. Причина, по мнению авторов, заключается в декомпозиции деформационных свойств бетона. Уравнения состояния удовлетворяют опытным данным, но применить их к решению практических задач трудно. Следующей трудностью является то, что упомянутые уравнения не описывают разгрузку. А.А. Гвоздев предложил делить деформации не по признаку упругости и неупругости, а по признаку обратимости. Развивая эту идею, им и его учеником К.З. Галустовым разработана двухкомпонентная теория ползучести, которая кардинально устраняет ее, но не устраняет вместе с тем первую трудность. Стандартным методом решения релаксационных задач в линейной теории ползучести является предварительное определение ядра релаксации, сопряженное с медленно сходящимся рядом [1].

Применение преобразования Лапласа в сочетании с методом малого параметра Пуанкаре многодельно, и решение задач релаксации, без чего теория не может быть законченной, труднообозримо [2–6]. В 1978 г. С.В. Александровский и В.В. Соломонов [7, 8] установили в опытах то, что деформации ползучести, удельные по отношению к начальному относительному уровню напряжений, практически не зависят от возраста бетона, т. е. инвариантны относительно начала нагружения. Этот серьезный результат долго не был замечен научной общественностью. И только к 1989 г. [9] он позволил установить тесную связь между этими двумя свойствами бетона (упругостью и ползучестью). Удалось показать, что у всех компонентов деформации (прочности, упругости и ползучести) одна общая функция старения бетона, определяемая химической реакцией в процессе твердения.

В данной статье показано, что свойство общности функции старения позволяет свести интегральное

уравнение состояния к простому линейному дифференциальному уравнению первого порядка.

Примем для примера распространенную запись меры ползучести в мультипликативной форме И.Е. Прокоповича – Е.Н. Щербакова:

$$C(t, \tau) = C(\infty, 28)\theta(\tau)f(t - \tau).$$

Общая для упругой и запаздывающей деформаций функция старения бетона [7, 8]:

$$\theta(\tau) = \frac{E(28)}{E(\tau)},$$

и поэтому

$$C(t, \tau)\sigma(\tau) = C(\infty, 28)\theta(\tau)f(t - \tau)\sigma(\tau) = E(28)C(\infty, 28)f(t - \tau)\varepsilon_y(\tau).$$

Тем самым общая деформация при простом нагружении:

$$\varepsilon(t, \tau) = \frac{\sigma(\tau)}{E(\tau)} + C(t, \tau)\sigma(\tau) = \varepsilon_y(\tau) + \varphi f(t - \tau)\varepsilon_y(\tau), \quad (1)$$

где $\varphi = E(28)C(\infty, 28)$.

Полный дифференциал с учетом $dt = d\tau$:

$$d\varepsilon(t, \tau) = d\varepsilon_y(\tau) + \varphi \frac{\partial \varepsilon_y(\tau)}{\partial \tau} f(t - \tau) d\tau + \varepsilon_y(\tau) \left[\frac{\partial f(t - \tau)}{\partial \tau} + \frac{\partial f(t - \tau)}{\partial t} \right] d\tau.$$

Поскольку $\frac{\partial f(t - \tau)}{\partial \tau} = -\frac{\partial f(t - \tau)}{\partial t}$, то $d\varepsilon(t, \tau) = d\varepsilon_y(\tau) + \varphi \varepsilon_y'(\tau) f(t - \tau) d\tau$, где $\varepsilon_y'(\tau) = \frac{\partial \varepsilon_y(\tau)}{\partial \tau}$. Интегрируя последнее уравнение на отрезке $[t_0, t]$, получим приращение деформации:

$$\Delta\varepsilon(t, \tau) = \varepsilon_y(t) - \varepsilon_y(t_0) + \varphi \int_{t_0}^t \varepsilon_y'(\tau) \frac{\partial f(t - \tau)}{\partial \tau} d\tau.$$

Полагая $u = f(t - \tau)$ и $dv = \varepsilon_y'(\tau) d\tau$, по правилу $\int_a^b u dv = uv|_a^b - \int_a^b v du$ имеем:

$$\varphi \int_{t_0}^t \varepsilon_y'(\tau) f(t - \tau) d\tau = \varphi \left[\varepsilon_y(\tau) f(t - \tau) \Big|_{t_0}^t - \int_{t_0}^t \varepsilon_y(\tau) \frac{\partial f(t - \tau)}{\partial \tau} d\tau \right]$$

и при $f(t - \tau) = 1 - e^{-\gamma_1(t - \tau)}$

$$\varphi \int_{t_0}^t \varepsilon_y'(\tau) f(t - \tau) d\tau = -\varphi f(t - t_0) \varepsilon_y(t_0) + \gamma_1 \varphi \int_{t_0}^t \varepsilon_y(\tau) e^{-\gamma_1(t - \tau)} d\tau;$$

$$\varphi f(t - t_0) \varepsilon_y(t_0) = E(28)C(\infty, 28)f(t - t_0) \frac{\sigma(t_0)}{E(t_0)} = C(\infty, 28)\theta(t_0)f(t - t_0)\sigma(t_0) = C(t, t_0)\sigma(t_0).$$

Таким образом:

$$\Delta\varepsilon(t, \tau) = \varepsilon_y(t) - \varepsilon_y(t_0) - C(t, t_0)\sigma(t_0) + \gamma_1 \varphi \int_{t_0}^t \varepsilon_y(\tau) e^{-\gamma_1(t - \tau)} d\tau.$$

Добавляя к приращению начальную деформацию $\left[\frac{1}{E(t_0)} + C(t, t_0) \right] \sigma(t_0)$, получим уравнение состояния:

$$\varepsilon(t, t_0) = \varepsilon_y(t) + \gamma_1 \varphi \int_{t_0}^t \varepsilon_y(\tau) e^{-\gamma_1(t - \tau)} d\tau. \quad (2)$$

Для определения искомого напряжения $\sigma(t) = \varepsilon_y(t)E(t)$ по известной деформации $\varepsilon(t, t_0)$ сведем (2) в линейное дифференциальное уравнение первого порядка относительно $\varepsilon_y(t)$. Умножим (2) на $e^{\gamma_1 t}$:

$$e^{\gamma_1 t} \varepsilon(t, t_0) = \varepsilon_y(t) e^{\gamma_1 t} + \gamma_1 \varphi \int_{t_0}^t \varepsilon_y(\tau) e^{-\gamma_1 \tau} d\tau,$$

или, обозначив $a = \gamma_1 \varphi$, получим:

$$e^{\gamma_1 t} \varepsilon(t, t_0) = \varepsilon_y(t) e^{\gamma_1 t} + a \int_{t_0}^t \varepsilon_y(\tau) e^{-\gamma_1 \tau} d\tau.$$

Дифференцируя его по t с учетом $\frac{\partial}{\partial t} \int_{t_0}^t f(\tau) d\tau = f(t)$, получим:

$$e^{\gamma_1 t} [\dot{\varepsilon}(t) + \gamma_1 \varepsilon(t)] = e^{\gamma_1 t} [\dot{\varepsilon}_y(t) + \gamma_1 \varepsilon_y(t)] + e^{\gamma_1 t} a \varepsilon_y(t).$$

Далее, умножая на $e^{-\gamma_1 t}$:

$$\dot{\varepsilon}_y(t) + \gamma_1 [1 + E(28)C(\infty, 28)] \varepsilon_y(t) = \dot{\varepsilon}(t) + \gamma_1 \varepsilon(t).$$

Обозначив $b = \gamma_1 [1 + E(28)C(\infty, 28)]$ и $\varphi_0(t) = \dot{\varepsilon}(t) + \gamma_1 \varepsilon(t)$, окончательно получим:

$$\dot{\varepsilon}_y(t) + b \varepsilon_y(t) = \varphi_0(t). \quad (3)$$

Общее решение уравнения $\dot{\varepsilon}_y(t) + b \varepsilon_y(t) = 0$ есть $\varepsilon_{y0}(t) = Ce^{-bt}$, а общее решение уравнения (3) находим известным методом вариации произвольной постоянной, представляя решение уравнения (3) в виде $\varepsilon_y(t) = C(t)e^{-bt}$ и подставляя его в (3), получаем $\dot{C}(t)e^{-bt} - bC(t)e^{-bt} + bC(t)e^{-bt} = \varphi_0(t)$, откуда $\dot{C}(t)e^{-bt} = \varphi_0(t)$ и $\dot{C}(t) = \varphi_0(t)e^{bt}$. Интегрируя, получаем $C(t) = \int e^{bt} \varphi_0(t) dt + C = \Phi_0(t) + C$, где $\Phi_0(t)$ – первообразная функции $e^{bt} \varphi_0(t)$.

Тем самым общее решение уравнения (3):

$$\varepsilon_y(t) = Ce^{-bt} + \Phi(t), \quad (4)$$

где $\Phi(t) = e^{-bt} \int e^{bt} \varphi_0(t) dt$ – частное решение уравнения (3). Согласно (2) $\varepsilon(t_0) = \varepsilon_y(t_0)$. Поскольку $\varepsilon(t_0) = Ce^{-bt_0} + \Phi(t_0)$, то:

$$C = [\varepsilon(t_0) - \Phi(t_0)] e^{bt_0}. \quad (5)$$

Таким образом $\varepsilon_y(t) = [\varepsilon(t_0) - \Phi(t_0)] e^{-b(t - t_0)} + \Phi(t)$ и окончательно:

$$\sigma(t) = \frac{E(28)}{\theta(t)} \{ [\varepsilon(t_0) - \Phi(t_0)] e^{-b(t - t_0)} + \Phi(t) \}. \quad (6)$$

Рассмотрим частный случай постоянной, заданной во времени, деформации $\varepsilon(\tau) = \varepsilon_0$. Имеем $\varepsilon_{yч}(t) = \frac{\varepsilon_0}{1 + \varphi}$ и тогда $\varepsilon_y(t) = Ce^{-bt} + \frac{\varepsilon_0}{1 + \varphi}$ и $\varepsilon_0 = Ce^{-bt_0} + \frac{\varepsilon_0}{1 + \varphi}$, а потому $C = \frac{\varepsilon_0 \varphi e^{bt_0}}{1 + \varphi}$, и $\sigma(t) = \frac{E(28)}{\theta(t)} \left(\frac{\varepsilon_0 \varphi e^{bt_0}}{1 + \varphi} e^{-bt} + \frac{\varepsilon_0}{1 + \varphi} \right) = \frac{E(28)\varepsilon_0}{\theta(t)(1 + \varphi)} (\varphi e^{-b(t - t_0)} + 1)$, или окончательно:

$$\sigma(t) = \frac{E(28)\varepsilon_0}{\theta(t)(1 + \varphi)} (\varphi e^{-b(t - t_0)} + 1). \quad (7)$$

Как видим, при $t \rightarrow \infty$ результат близко совпадает с действующими нормами, разница только в том, что в нашем случае в соответствии с двухкомпонентной теорией постоянная деформация ε_0 представляет обрательную часть общей.

В работе [10] уравнение состояния сведено к дифференциальному виду:

$$\dot{\varepsilon}(t) + \gamma_1 \varepsilon(t) = \dot{\varepsilon}_y(t) + \gamma_1 \varepsilon_y(t) + \gamma_1 C(\infty, 28) \theta(t) \sigma(t).$$

Затем $\sigma(t)$ выражено через упругую деформацию с помощью диаграммы, предложенной Еврокодом 2. Тогда это уравнение становится сложным относительно $\varepsilon_y(t)$, что приводит к значительным трудностям при решении релаксационных задач.

Выводы

В релаксационных задачах определяются напряжения по заданным деформациям исходя из интегрального уравнения состояния. Решение задач значительно упрощается, если уравнение удастся свести к дифференциальному. Принятые в стандартах РФ меры податливости позволяют это сделать.

Существенно, что именно наличие единой функции старения для мер мгновенных и запаздывающих деформаций позволяет сведение к простому линейному дифференциальному уравнению первого порядка, а использование связи напряжения с упругой деформацией согласно упомянутой выше диаграмме приводит к нелинейному относительно искомой упругой деформации уравнению с непостоянными коэффициентами. Решение становится сложным, и очевидна предпочтительность полученной в данной работе дифференциальной формы уравнения состояния и соответствующее ей решение релаксационной задачи.

Список литературы

1. Работнов Ю.Н. Ползучесть элементов конструкций. М.: Наука, 2014. 752 с.
2. Галустов К.З. Нелинейная теория ползучести бетона и расчет железобетонных конструкций: Монография. М.: Физматлит, 2006. 248 с.
3. Гвоздев А.А., Галустов К.З., Яшин А.В. О некоторых отступлениях от принципа наложения в теории ползучести бетона // *Бетон и железобетон*. 1967. № 8. С. 223–227.
4. Гвоздев А.А., Галустов К.З., Яшин А.В. Об уточнении теории линейной ползучести бетона // *Механика твердого тела*. 1967. № 6.
5. Галустов К.З., Гвоздев А.А. К вопросу о нелинейной теории ползучести бетона при одноосном сжатии // *Механика твердого тела*. 1972. № 1.
6. Галустов К.З. Необратимые деформации ползучести бетона при невысоких напряжениях сжатия. *Сборник трудов конференции по проблеме ползучести и усадки бетона*. Киев: Стройиздат, 1969.
7. Александровский С.В., Соломонов С.В. Зависимость деформаций ползучести бетона от начального уровня напряжений. В сб. *Межотраслевые вопросы строительства*. М., 1972.

8. Александровский С.В., Васильев П.И. Экспериментальные исследования ползучести бетона. В сб. *Ползучесть и усадка бетона*. М.: Стройиздат, 1976. С. 97–152.
9. Назаренко В.Г. Развитие основ теории расчета железобетонных конструкций с учетом особенностей режимного нагружения. Дис. ... д-ра техн. наук. М., 1990. 375 с.
10. Санжаровский Р.С., Манченко М.М. Ползучесть бетона и его мгновенная нелинейность деформирования в расчетах конструкций // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2015. № 2 (2). С. 33–40.

References

1. Rabunov Yu.N. Polzuchest' elementov konstrukcij [Creep of structural elements]. Moscow: Nauka. 2014. 752 p.
2. Galustov K.Z. Nelineynaya teoriya polzuchesti betona i raschet zhelezobetonnykh konstruksiy. Monografiya [Nonlinear theory of concrete creep and calculation of reinforced concrete structures. Monograph]. Moscow: Fizmatlit. 2006. 248 p.
3. Gvozdev A.A., Galustov K.Z., Yashin A.V. On some deviations from the imposition principle in the theory of concrete creep. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 1967. No. 8, pp. 223–227. (In Russian).
4. Gvozdev A.A., Galustov K.Z., Yashin A.V. On the refinement of the theory of linear concrete creep. *Mekhanika tverdogo tela*. 1967. No. 6. (In Russian).
5. Galustov K.Z., Gvozdev A.A. On the question of the nonlinear theory of concrete creep under uniaxial compression. *Mekhanika tverdogo tela*. 1972. No. 1. (In Russian).
6. Galustov K.Z. Irreversible deformations of concrete creep at low compressive stresses. *Proceedings of the conference on the problem of concrete creep and shrinkage*. Kiev: Stroyizdat, 1969. (In Russian).
7. Aleksandrovsky S.V., Solomonov S.V. Dependence of concrete creep deformations on the initial stress level. *Collection of scientific works. Intersectoral issues of construction*. Moscow. 1972. (In Russian).
8. Alexandrovsky S.V., Vasiliev P.I. Experimental studies of concrete creep. In the collection *Creep and shrinkage of concrete*. Moscow: Stroyizdat. 1976, pp. 97–152. (In Russian).
9. Nazarenko V.G. Development of the fundamentals of the theory of calculation of reinforced concrete structures taking into account the features of regime loading. Diss. ... Doctor of Science (Engineering). Moscow. 1990. 375 p. (In Russian).
10. Sanzharovsky R.S., Manchenko M.M. Creep of concrete and its instantaneous non-linearity of deformation in structural calculations. *Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstrukcii i sooruzhenii*. 2015. No. (2), pp. 33–40. (In Russian).

УДК 691.32

М. АЛЬНАГГАР¹, доцент кафедры гражданского строительства и экологии;
Д. КУСАТИС², профессор кафедры гражданского строительства и экологии;
Р. ВАН-ВЕНДНЕР³, доцент кафедры строительства и строительных материалов;
Л. ЯН⁴, PhD студент, Колледж водного хозяйства и гидроэнергетики;
Д. Ди ЛУЦИО⁵, доцент, департамент гражданского строительства и экологии (giovanni.diluzio@polimi.it)

¹ Политехнический институт Ренсселаера, Трой, штат Нью-Йорк, США

² Северо-Западный университет, Эванстон, Иллинойс, США

³ Гентский университет, Гент, Бельгия

⁴ Университет Хохай, Нанкин, Китай

⁵ Миланский политехнический институт, Милан, Италия

Моделирование поведения бетона, зависящего от времени, в мезомасштабе

Ползучесть и усадка бетона – это зависящие от времени деформации, влияющие, в первую очередь, на эксплуатационную пригодность, а в некоторых случаях и на безопасность железобетонных конструкций, и с предварительным напряжением, и без него. Усадка, в основном, обусловлена как самовысушиванием, так и высыханием влаги, если бетон подвергается воздействию окружающей среды с более низкой относительной влажностью. Вдобавок и в сочетании с этим, большие и в значительной степени неустраняемые деформации ползучести бетона могут вызвать значительные изменения воздействий на конструкции с точки зрения распределения внутренних напряжений, чрезмерных прогибов и потерь предварительного напряжения, а также привести к образованию больших трещин. Все эти эффекты влияют на работоспособность и долговечность конструкций, а также могут влиять на их структурную безопасность.

Для объяснения и моделирования зависящего от времени поведения бетона предложено много моделей. Кроме того, в литературе было представлено несколько методов, упрощающих расчет деформации ползучести конструкций, таких как метод эффективного модуля, метод скорости ползучести, метод коэффициента старения (метод ААЕМ) и подход, основанный на линейной теории вязкоупругости старения. В последнее время разработаны также более совершенные и продвинутые подходы к детальному численному анализу структурных эффектов ползучести и усадки бетона в сложных, неоднородных и последовательно возводимых конструкциях. Однако зависящее от времени поведение бетона должно быть согласовано с определенной обстановкой в более широких всеобъемлющих рамках, поскольку оно является результатом взаимодействия многочисленных химических, физических и механических процессов, которые являются функциями состава материала и его выдерживания, а также воздействия окружающей среды и условий нагружения.

Природа и масштабы, в которых происходят все вышеупомянутые процессы, представляют собой сложную задачу для численного моделирования. Бетон – гетерогенный материал, состоящий из двух компонентов, имеющих очень большие различия: цементной матрицы и заполнителей. Заполнители, как правило, гораздо более жесткие, менее пористые, и их зависящие от времени деформации на порядки ниже, чем у цементной матрицы. Оставаясь на мезоуровне, эти две фазы создают основную гетерогенность бетона, поскольку в этом масштабе вклад границы раздела матрица/заполнитель, называемой «межфазной переходной зоной» (ITZ), можно условно объединить с матрицей и отличить их от заполнителя, чтобы затем описать основную гетерогенность бетона. Путем отделения заполнителя от матрицы можно непосредственно уловить мезомасштабное взаимодействие на этом уровне; например, когда бетон нагружается при сжатии, мезоструктура испытывает хорошо известный механизм расщепления заполнителей. Мезомасштабные модели способны разрешать напряжения и деформации на таком уровне и могут различать деформации растяжения и сжатия, в то время как макроскопические модели должны усреднять их. Это различие становится очень важным при взаимодействии повреждений и ползучести/усадки, или когда внутренние самоуравновешенные напряжения являются единственным источником нагружения, как, например, при неравномерном высыхании или свободном расширении при прогрессирующей щелочной реакции заполнителя (ASR); в этих случаях макроскопические напряжения равны нулю. Следовательно, макроскопические непрерывные модели должны явно учитывать эти явления на более низком уровне в своих основных (конститутивных) законах.

В литературе существует множество мезомасштабных подходов, основанных на континуальных моделях конечных элементов (FE), на дискретных моделях, таких как классические методы дискретных элементов частиц (DEM). Описаны решетчатые методы и комплексный подход, сочетающий в себе оба вышеприведенных метода и называемый «решетчатой дискретной моделью частиц». Известны сети «жесткого тела – пружины» (RBSN), а также интерфейсные модели элементов с определяющими законами, базирующимися на нелинейной механике

разрушения. Только через физическую основу конститутивных подходов может быть преодолена проблема создания надежных моделей прогнозирования, но это по-прежнему требует калибровки в обширной базе данных.

В данной статье впервые будет рассмотрен современный мезомасштабный подход, способный удивительно хорошо представить зависящее от времени поведение бетона. Этот мезомасштабный подход состоит из комбинации мезомасштабной дискретной модели, называемой «решетчатой дискретной моделью частиц» (LDPM), которая является всеобъемлющей моделью бетона. Она представляет внутреннюю структуру (неоднородность) материала с помощью набора крупных заполнителей, которые взаимодействуют на дискретных границах раздела. Модель успешно применялась при моделировании образцов бетона и железобетонных конструкций в различных условиях статического и динамического нагружения. Недавно LDPM была объединена с гидротермохимической (НТС) моделью, что привело к созданию мультифизической платформы, которая позже была расширена для учета связанных деформаций ползучести, усадки и щелочной реакции заполнителя (ASR). В этом контексте деформации ползучести и усадки моделируются на основе дискретного варианта теории микропреднапряжения – твердения.

Наконец, для демонстрации возможностей и уникальных особенностей предложенной вычислительной платформы в статье используются различные наборы экспериментальных данных, имеющиеся в литературе. Поскольку вычислительная платформа состоит из нескольких компонентов, она требует объективной твердой стратегии калибровки множества параметров. В цифровых приложениях сначала представляется калибровка каждого компонента модели на основе пригодных для этой цели данных испытаний. Затем выполняется валидация с использованием экспериментальных данных, которые не были использованы для калибровки. Примеры, рассмотренные в статье, относятся к ползучести и усадке при различных гидротермических условиях, влиянию старения на прочность, третичной ползучести и ее применению к анализу времени до разрушения, разрушающему эффекту щелочной реакции заполнителей (ASR) в сочетании с ползучестью и усадкой.

Ключевые слова: бетон, ползучесть, усадка, старение, диффузия влаги, диффузия тепла, мезомасштабное моделирование.

Авторы искренне признательны проф. Марио Чиорино и проф. Вячеславу Фаликману за возможность опубликовать рукопись в журнале «Бетон и железобетон», а также за постоянный стимул и поддержку во время ее написания.

Для цитирования: Альнаггар М., Кусатис Д., Ван-Венднер Р., Ян Л., Ди Луцио Д. Моделирование поведения бетона, зависящего от времени, в мезомасштабе // *Бетон и железобетон*. 2021. № 2 (604). С. 24–48.

M. ALNAGGAR¹, assistant professor, Dept. of Civil and Environmental Engineering;

G. CUSATIS², professor, Dept. of Civil and Environmental Engineering;

R. WAN-WENDNER³, associate professor, Dept. of Structural Engineering and Building Materials;

L. YANG⁴, Ph.D. student, College of Water Conservancy and Hydropower Engineering;

G. Di LUZIO⁵, associate professor, Dept. of Civil and Environmental Engineering (giovanni.diluzio@polimi.it)

¹ Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, NY, USA

² Northwestern University, Evanston, IL, USA

³ Ghent University, Gent, Belgium

⁴ Hohai University, Nanjing, China

⁵ Politecnico di Milano, Milan, Italy

Mesoscale Modeling of Concrete Time-Dependent Behavior

Creep and shrinkage of concrete are time-dependent deformations that influence primarily the serviceability, and in some cases also the safety, of reinforced concrete structures with and without prestressing. Shrinkage is mainly driven by both self-desiccation and moisture drying if exposed to lower relative humidity environments. In addition, and in combination to that, the large and widely unrecoverable creep deformations of concrete can cause significant modifications of action effects in structures in terms of internal stress distributions, excessive deflections and loss of prestressing forces, and produce large cracks. All these effects affect the serviceability and the durability of structures and may impact on their structural safety as well. Many models were formulated to explain and simulate the time-dependent behavior of concrete, among others. Also, several methods have been presented in the literature to simplify the calculation of creep strain for structural calculations, such as the effective modulus method, rate of creep method, the ageing coefficient method (AAEM method), and the approach based on the aging linear viscoelastic theory. More refined and advanced approaches for detailed numerical analyses of the structural effects of creep and shrinkage of concrete in complex, heterogeneous and sequentially built structures have also been developed in recent times. However, time-dependent behavior of concrete must be contextualized in a wider comprehensive framework since it is a result of interplay between multiple chemical, physical, and mechanical processes that are functions of the material composition and its curing as well as the surrounding environmental and loading conditions.

The nature and scales at which all these aforementioned processes take place represent a challenge for the numerical modeling. Concrete is a heterogeneous material made of two components having very large differences: a cementitious matrix and aggregates. The aggregates are typically much stiffer, less porous and their time-dependent deformations are orders of magnitude lower than those of the cementitious matrix. Staying at the mesoscale, these two phases represent the main heterogeneity of concrete since at this scale the contribution of the matrix/aggregate interface, called the Interfacial Transitional Zone (ITZ), can be lumped together with the matrix and distinguish them from the aggregate to represent the main heterogeneity of concrete. By differentiating aggregate from the matrix, mesoscale interaction at that level can be directly captured; for example, when concrete is loaded in compression, the meso-structure experiences a well-known splitting mechanism of the aggregates. Mesoscale models are capable of resolving the stresses and strains at such level and can differentiate between tensile and compressive deformations, while macroscopic models have to average it. This distinction becomes very important during damage and creep/shrinkage interaction or when internal self-equilibrated stresses are the only source of loading like in non-uniform drying or free expansion under ASR progression in which cases the macroscopic stresses are equal to zero. Hence, macroscopic continuous models have to explicitly account for these lower-scale phenomena in their constitutive laws.

In the literature there are many meso-scale approaches based on continuum finite element (FE) models and discrete models, such as the classical particle discrete element methods (DEM), the lattice methods, a comprehensive approach that combines both of them called Lattice Discrete Particle Model, the Rigid-Body-Spring Networks (RBSN), and interface element models with constitutive laws based on non-linear fracture mechanics. Only through physically based constitutive approaches the problem of establishing reliable prediction models can be overcome, but this still requires a calibration on an extensive database.

In this paper, a recent mesoscale approach capable of representing remarkably well the concrete time-dependent behavior will be first reviewed. This mesoscale approach consists of the combination between the mesoscale discrete model termed Lattice Discrete Particle Model (LDPM) that is a comprehensive concrete model. It represents the internal structure (heterogeneity) of the material using an assemblage of coarse aggregates that interact at discrete interfaces. The LDPM has been successfully used in modeling concrete samples and reinforced concrete structures under various static and dynamic loading conditions. The LDPM was recently coupled with a hygro-thermo-chemical (HTC) model resulting in a multi-physics framework that later was extended to account for coupled creep, shrinkage and ASR deformations. In this framework, creep and shrinkage deformations are modeled based on a discrete version of the Microprestressing-Solidification theory. Finally, different experimental data sets available in the literature are here used to show the capabilities and the unique features of the proposed computational framework. Since the computational framework consists of several components, it requires an objective solid calibration strategy of the numerous parameters. In the numerical applications the calibration of each model component based on suitable test data is first presented. Then, the validation is performed using the experimental data that were not employed for the calibration. The examples considered in the manuscript deal with the creep and shrinkage under varying hygro-thermal conditions, the aging effects on strength, the tertiary creep and its application to time to failure analysis, the deterioration effect of the Alkali-Silica-Reaction (ASR) coupled with creep and shrinkage.

Keywords: concrete, creep, shrinkage, aging, moisture diffusion, heat diffusion, mesoscale modeling.

The authors sincerely acknowledge prof. Mario Chiorino and prof. Vyacheslav Falikman for the opportunity to publish this manuscript in *Beton i Zhelezobeton* journal and, the continuous stimulus and encouragement during its writing.

For citation: Alnaggar M., Cusatis G., Wan-Wendner R., Yang L., Di Luzio G. Mesoscale modeling of concrete time-dependent behavior. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2021. No. 2 (604), pp. 24–48. (In Russian).

Creep and shrinkage of concrete are time-dependent deformations that influence primarily the serviceability, and in some cases also the safety, of reinforced concrete structures with and without prestressing, and of heterogeneous concrete and steel structures. Shrinkage is mainly due to the changes in the moisture content/status dictated by both self-desiccation and drying if exposed to lower humidity environments. Shrinkage alone may cause damage and early age cracking of concrete with a huge impact on the durability of the structure. In addition, and in combination to that, the large and widely unrecoverable creep deformations of concrete can cause significant modifications of action effects in structures in terms of internal stress distributions, excessive deflections and loss of prestressing forces, and produce large cracks. All these effects affect the serviceability and the durability of structures and may impact on their structural safety as well. In tall structures, absolute and differential shortening and deviations from verticality due to creep and shrinkage of concrete may be a matter of concern requiring serviceability and safety checks and proper remedial actions [1–3].

Over the last century, many models were formulated to explain and simulate the time-dependent behavior of concrete, among others, but not limited to [4–11]. Also, several methods have been presented in the literature to simplify the calculation of creep strain for structural calculations, such as the effective modulus method [12], rate of creep method [13], the ageing coefficient method (AAEM method) [14], and the approach based on the aging linear viscoelastic theory [15]. More refined and advanced approaches for detailed numerical analyses of the structural effects of creep and shrinkage of concrete in complex, heterogeneous and sequentially built structures have also been developed in recent times and they are illustrated e.g., in [2].

However, time-dependent behavior of concrete must be contextualized in a wider comprehensive framework since it is a result of interplay between multiple chemical, physical, and mechanical processes that are functions of the material composition and its curing as well as the surrounding environmental and loading conditions. Chemical processes include the continued reactions of cementitious materials, in addition to a variety of deleterious reactions that vary as functions of the environment and material composition such as Alkali-Silica Reaction (ASR), Sulphate Attack, Physical Salt Attack, and others. These chemical reactions that occur within the porous cementitious matrix, at the matrix/aggregate interface, or even inside the aggregate, result in changes to the microstructure that lead to stiffness change and/or damage, swelling or dilation. Physical changes are typically related to thermal and hygral changes. As the hygro-thermal environmental conditions surrounding concrete vary, moisture and heat diffusion processes take place within the material and result in volumetric deformations, such as during thermal shocking, exposure to fire, repeated freeze and thawing, temperature rise in early-age massive structures, or moisture drying that in thick or restrained elements can be induced serious damage. Also, the stresses induced by either the environmental effects or loading lead to deformations that are not purely elastic even if no damage is caused. This is due to the creep of concrete that has little to share with the creep of other materials, such as metals, polymers, woods, and clays, due to its different physical origin.

It is important to mention here that the nature and scales at which all these aforementioned processes take place represent a challenge for modeling. Concrete is a heterogeneous material made of two components having very large differences: a cementitious matrix and aggregate.

gates. The aggregates are typically much stiffer, less porous and their time-dependent deformations are orders of magnitude lower than those of the cementitious matrix. Staying at the meso-scale, these two phases represent the main heterogeneity of concrete. However, the matrix/aggregate interface is also an important phase in concrete, and it affects its behavior significantly (especially for normal strength concrete), still, this zone, called the Interfacial Transitional Zone (ITZ) is chemically similar to the matrix with much higher porosity. In addition, the thickness of this zone is typically in microns and it is nearly negligible in high strength cementitious materials like Ultra-High-Performance Concrete (UHPC). Therefore, in meso-scale models the ITZ and matrix can be lumped together and distinguish them from the aggregate to represent the main heterogeneity of concrete.

By differentiating aggregate from the matrix, meso-scale interaction at that level can be directly captured; for example, when concrete is loaded in compression, the mesostructure experiences a well-known splitting mechanism of the aggregates. Mesoscale models are capable of resolving the stresses and strains at such level and can differentiate between tensile and compressive deformations, while macroscopic models have to average it. This distinction becomes very important during damage and creep/shrinkage interaction or when internal self-equilibrated stresses are the only source of loading like in non-uniform drying or free expansion under ASR progression in which cases the macroscopic stresses are equal to zero. Hence, macroscopic continuous models have to explicitly account for these lower-scale phenomena in their constitutive laws.

In the literature there are many meso-scale approaches based on continuum finite element (FE) models [16–23] and discrete models (that treat the material directly as an assembly of separate blocks or particles). Within discrete methods, the most popular ones are: the classical particle discrete element methods (DEM) [24–30], lattice methods [31–33], a comprehensive approach that combines both of them called Lattice Discrete Particle Model [34], the Rigid-Body-Spring Networks (RBSN) [35–38], and interface element models with constitutive laws based on non-linear fracture mechanics [39]. The advantage of the meso-scale modelling (in particular the 3D formulations) is the fact that it directly simulates meso-structure and thus may be used to comprehensively study the mechanism of the initiation, growth and formation of localized zones and cracks that greatly affect the macroscopic concrete behavior, as discussed above. The disadvantages are the huge computational cost and a difficult calibration procedure with respect to geometric and mechanical properties, especially considering the ITZ effect. In addition, in spite of significant progresses in the field, a fully exhaustive material science knowledge of all the physical mechanisms of creep and shrinkage is still missing. Only

through physically based constitutive approaches the problem of establishing reliable prediction models can be overcome, but this still requires a calibration on an extensive database [40].

In this paper, a recent mesoscale approach capable of representing remarkably well the concrete time-dependent behavior will be first reviewed. This mesoscale approach consists of the combination between the mesoscale discrete model termed Lattice Discrete Particle Model (LDPM) and the hygro-thermo-chemical (HTC). LDPM is a comprehensive concrete model that represents the internal structure (heterogeneity) of the material using an assemblage of coarse aggregates that interact at discrete interfaces [34]. The model has been successfully used in modeling concrete samples and reinforced concrete structures under various static and dynamic loading conditions [41–44]. The LDPM was recently coupled with a hygro-thermo-chemical (HTC) model [45, 46] resulting in a multi-physics framework that later was extended to account for coupled creep, shrinkage and ASR deformations [47–49]. In this framework, creep and shrinkage deformations are modeled based on a discrete version [48, 49] of the Microprestress-Solidification theory [50–53]. Finally, some applications of this framework in simulating different coupled deformation phenomena will be illustrated highlighting the unique features of this approach.

1. General multi-physics framework

This section presents the numerical framework that combines a Hygro-Thermo-Chemical (HTC) model with a discrete meso-scale (LDPM) model for concrete. The basis of the time-dependent mechanical analysis is a multi-physics model that simulates all the relevant chemical/physical phenomena in a cement-based material, such as the chemical reactions of the binder coupled with moisture transport and heat transfer in interaction with the environmental changes. The solution of this problem produces all the basic physical and chemical quantities that drive the thermal strains, the hygral shrinkage, the evolution of material properties, as well as the kinetics of basic and drying creep.

1.1. Hygro-Thermo-Chemical (HTC) model

The HTC model [45, 46] simulates the moisture and temperature evolution in a cementitious material considering the simultaneous chemical reaction – hydration of cement and pozzolanic reactions. The reaction kinetics are formulated in terms of reaction degrees that represent the progress of a chemical reaction as the ratio between the amount of reacted material and the total initial amount of it. The reaction kinetics are characterized by an appropriate chemical affinity [6, 54] and by an Arrhenius type term. As a matter of fact, the rate of the cement hydration degree, $\dot{\alpha}_c$, is expressed by the product between the

normalized chemical affinity $A_c(h, \alpha_c)$ and the Arrhenius exponential term as

$$\dot{\alpha}_c = A_c(h, \alpha_c) e^{-\frac{E_{ac}}{RT}} = \frac{A_{c1}}{1+(5.5-5.5h)^4} \left(\frac{A_{c2}}{\alpha_c^\infty} + \alpha_c \right) (\alpha_c^\infty - \alpha_c) e^{-\frac{\eta_c \alpha_c}{\alpha_c^\infty}} e^{-\frac{E_{ac}}{RT}} \quad (1)$$

where E_{ac} is the activation energy and R the universal gas constant. The normalized chemical affinity is expressed in terms of three material parameters, A_{c1} , A_{c2} , and η_c that can be calibrated on the basis of experimental data or as recently proposed, using a numerical multi-scaling approach [55]. The term $\alpha_c^\infty = 1.032 w/c (0.194 + w/c)$ (where w/c is the water to cement ratio) is the theoretical asymptotic degree of hydration [56]. The first term of the normalized chemical affinity $A_c(h, \alpha_c)$, which is function of the relative humidity h , represents the hydration slowdown due to the reduction of the available water [50, 57, 58].

Similarly, if a pozzolanic material is utilized in the mixture, such as silica-fume, the rate of its reaction degree can be describe using a similar approach [45].

The coupling between chemical reactions and transport processes (water and heat) is achieved by combining the water mass and enthalpy balance equations with the Eq. 1, in which the cement hydration degree is assumed as an internal variable, leading to a system of partial differential equations with only two state variables, i. e., the temperature T and the pore relative humidity h ,

$$\nabla \cdot (D_h \nabla h) - \frac{\partial w_e}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial w_e}{\partial \alpha_c} \dot{\alpha}_c - \frac{\partial w_e}{\partial \alpha_s} \dot{\alpha}_s - \dot{w}_n = 0 \quad (2)$$

where D_h is the moisture permeability of concrete, w_e and w_n are the evaporable and non-evaporable water, respectively, and α_s is the silica fume reaction degree. The rate of non-evaporable water in Eq. 2 is given by $\dot{w}_n = 0.253 c \dot{\alpha}_c$.

$$\rho c_t \frac{\partial T}{\partial t} = -\nabla \cdot (k_t \nabla T) + \dot{\alpha}_c c \tilde{Q}_c^\infty + \dot{\alpha}_s s \tilde{Q}_s^\infty \quad (3)$$

where k_t heat conduction coefficient, ρ density, c_t isobaric heat capacity, c and s cement and silica fume content, and \tilde{Q}_c^∞ and \tilde{Q}_s^∞ are the enthalpies of hydration and silica fume reaction, respectively.

The HTC model solves the heat transport problem considering only one mechanism of heat transfer, i.e., the heat conduction that is expressed by the term the heat flux (Fourier's law), $k_t \nabla T$, in Eq. 3. The other two heat transfer mechanisms, surface heat radiation and heat convection, are neglected since in porous material as concrete the main mechanism of heat transfer is the conduction.

For the moisture transport (Eq. 2) a non-linear water diffusion process is assumed depending also on the temperature field. Following [45], the moisture permeability is expressed as a nonlinear function of the relative humidity h and temperature T and it is formulated as:

$$D_h(h, T) = \exp\left(\frac{E_{ad}}{RT_0} - \frac{E_{ad}}{RT}\right) D_1 \left[1 + \left(\frac{D_1}{D_0} - 1\right) (1-h)^n\right]^{-1} \quad (4)$$

where $T_0 = 296$ K, $E_{ad}/R = 2700$ K [59].

The relation between the amount of evaporable water and relative humidity is the so-called adsorption isotherm for increasing relativity humidity or desorption isotherm for the inverse case. Although their differences are not negligible [60], due to a lack of experimental data, no distinction is made hereafter and just the term sorption isotherm is used with reference to both conditions. This approximation is generally valid for many practical applications and for the majority of laboratory tests (including in the current study) in which wet and dry cycles are not considered. The sorption isotherm is also assumed as a function of the degree of hydration and the degree of silica fume reaction as originally proposed in [61]:

$$w_e(h, \alpha_c, \alpha_s) = G_1(\alpha_c, \alpha_s) \left[1 - \frac{1}{e^{10(g_1 \alpha_c^\infty - \alpha_c)h}}\right] + K_1(\alpha_c, \alpha_s) \left[e^{10(g_1 \alpha_c^\infty - \alpha_c)h} - 1\right] \quad (5)$$

$$G_1(\alpha_c, \alpha_s) = k_{vg}^c \alpha_c c + k_{vg}^s \alpha_s s \quad (6)$$

$$K_1(\alpha_c, \alpha_s) = \frac{w_0 - 0.188 \alpha_c c + 0.22 \alpha_s s - G_1 \left[1 - e^{10(g_1 \alpha_c^\infty - \alpha_c)}\right]}{e^{10(g_1 \alpha_c^\infty - \alpha_c)} - 1} \quad (7)$$

where g_1 , k_{vg}^c and k_{vg}^s are material parameters that must be identified from experimental data or as recently proposed, using multi-scaling approach [55].

1.2. Discrete mesoscale mechanical model

The mesoscale discrete model employed in the framework is the so-called Lattice Discrete Particle Model (LDPM) [34, 41]. It simulates the heterogeneity of concrete considering the mechanical interaction of coarse aggregates in the cementitious matrix. The discretized concrete mesostructure is built through three main steps, as shown in Fig. 1a. First, the coarse aggregate pieces are placed into the concrete volume by a random procedure. Then, zero-radius aggregate pieces (nodes) are randomly distributed over the external surfaces for the application of boundary conditions. Eventually, a three-dimensional domain tessellation, based on the Delaunay tetrahedralization of the generated aggregate centers, creates a system of polyhedral cells interacting through triangular facets and a lattice system composed by the line segments connecting the particle centers. Fig. 1b shows an idealized spherical aggregate piece surrounded by the generated system of interaction facets. The two vectors shown in Fig. 1b are the stress vector σ and strain vector ε acting on this facet.

The stress vector $\sigma = [t_N \ t_M \ t_L]^T$ on each facet is computed through constitutive relationships, $\sigma = f(\varepsilon)$, governing the mesoscale behavior of the material, in which ε is the strain vector on the same facet.

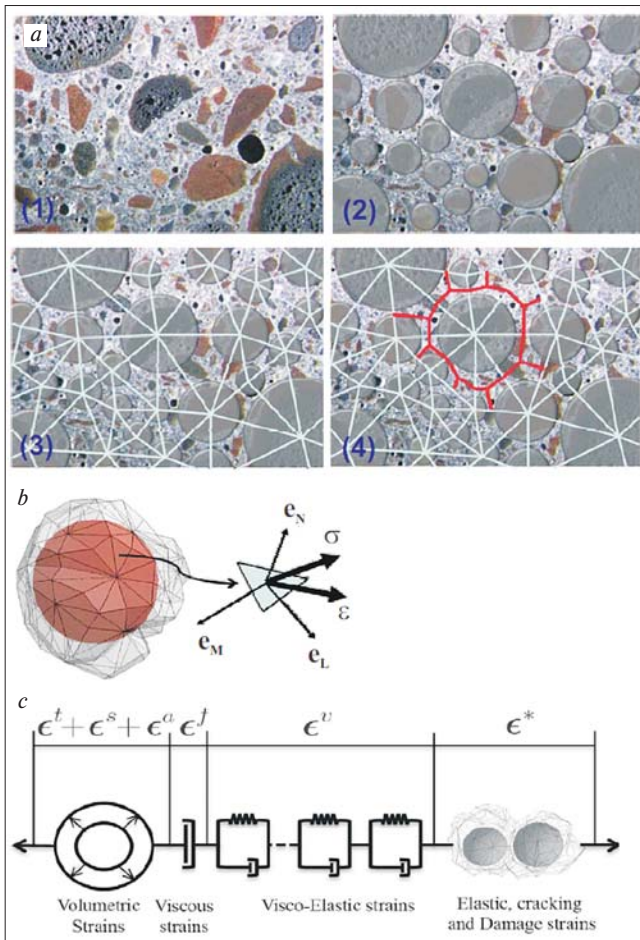


Fig. 1. One Lattice Discrete Particle Model (LDPM) cell around an aggregate piece (a); equivalent rheological model based on strain additivity (b); rheological model of elements in series (c)

Рис. 1. Одна ячейка решетчатой дискретной модели частиц (LDPM) вокруг заполнителя (a); эквивалентная реологическая модель, основанная на аддитивности деформаций (b); реологическая модель элементов последовательно соединенных элементов (c)

Rigid body kinematics is assumed to describe the deformation of the LDPM lattice/particle system and the displacement jump, $\llbracket u_C \rrbracket$, at the centroid of each facet is used to define a measure of strain as

$$\varepsilon_N = \frac{n^T \llbracket u_C \rrbracket}{L}; \quad \varepsilon_L = \frac{l^T \llbracket u_C \rrbracket}{L}; \quad \varepsilon_M = \frac{m^T \llbracket u_C \rrbracket}{L} \quad (8)$$

where L =distance between particles; n , l , and m , are unit vectors defining a local system of reference attached to each facet, and $\varepsilon = [e_N \ e_M \ e_L]^T$ represents the facet material strain vector (see Fig. 1b). The LDPM has been used successfully to simulate concrete behavior under a large variety of loading conditions [34, 41]. It has been also formulated for fiber reinforced concrete [62, 63] and for ultra-high-performance concrete (UHPC) [64]. In addition, LDPM was successfully used in structural element scale analysis using multiscale methods [42–44].

Assuming the additivity of strains at mesoscale level of each facet, one can write

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^* + \dot{\varepsilon}^a + \dot{\varepsilon}^s + \dot{\varepsilon}^t + \dot{\varepsilon}^v + \dot{\varepsilon}^f \quad (9)$$

where $\dot{\varepsilon}$ is the total strain, $\dot{\varepsilon}^*$ represents the effect of instantaneous elasticity and damage, $\dot{\varepsilon}^a$ represents the strain rate due to material degradation such as ASR; $\dot{\varepsilon}^s$ and $\dot{\varepsilon}^t$ are shrinkage and thermal strain rates, respectively; $\dot{\varepsilon}^v$ is the viscoelastic strain rate and $\dot{\varepsilon}^f$ is the purely viscous strain rate. The strain additivity of Eq. 9 can be represented as a rheological model of elements in series that is depicted in Fig. 1c.

1.2.1. Elastic, Cracking, and Damage Behavior

In the elastic regime, the normal and shear stresses are proportional to the corresponding strains: $t_N = E_N e_N^*$, $t_M = E_T e_M^*$, $t_L = E_T e_L^*$, where $E_N = E_0$, $E_T = \alpha E_0$, E_0 =effective normal modulus, and α =shear-normal coupling parameter. In vectorial form, one has $\varepsilon^* = 1/E_0 \mathbf{G} \sigma$:

$$\mathbf{G} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1/\alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1/\alpha \end{bmatrix} \quad (10)$$

It must be observed that, E_0 represents the instantaneous deformation since all creep strains, which always occurs during quasi-static loading, are included in the Kelvin chain of the rheological model. However, the Kelvin chain has a limited number of elements and, in this case, E_0 will also include the effect of very short-term creep whose characteristic time is smaller than the smallest of the discrete chain.

Fracture and cohesion due to tension and tension-shear. The fracturing behavior under tensile loading, i. e. $e_N^* > 0$, is expressed through an effective strain, e , and the effective stress, t , defined as:

$$\varepsilon = \sqrt{\varepsilon_N^2 + \alpha(\varepsilon_M^2 + \varepsilon_L^2)} \quad \text{and} \quad \sigma = \sqrt{\sigma_N^2 + (\sigma_M^2 + \sigma_L^2)}/\alpha$$

in which the normal and shear stresses are $t_N = e_N^*(t/e)$, $t_M = \alpha e_M^*(t/e)$, and $t_L = \alpha e_L^*(t/e)$. The effective stress t is computed incrementally elastic ($\dot{t} = E_0 \dot{e}$) with the condition that $0 \leq t \leq \sigma_{bt}(e, \omega)$ where

$$\sigma_{bt}(e, \omega) = \sigma_0(\omega) \exp[-H_0(\omega)(e - e_0(\omega))/\sigma_0(\omega)]$$

with $\langle x \rangle = \max\{x, 0\}$, $\tan(\omega) = e_N^*/\sqrt{\alpha} e_T^* = t_N^*/\sqrt{\alpha} e_T^*$, and $e_T^* = \sqrt{e_M^{*2} + e_L^{*2}}$. The post peak softening modulus is defined as $H_0(\omega) = H_t(2\omega/\pi)^{n_t}$, where H_t is the softening modulus in pure tension ($\omega = \pi/2$) expressed as $H_t = 2E_0/(l_t/l - 1)$; $l_t = 2E_0 G_t/\sigma_t^2$; l is the length of the tetrahedron edge; and G_t is the mesoscale fracture energy. LDPM provides a smooth transition between pure tension and pure shear ($\omega = 0$) with parabolic variation for strength given by $\sigma_0(\omega) = \sigma_t r_{st}^2 (-\sin \omega + \sqrt{\sin^2 \omega + 4\alpha \cos^2 \omega / r_{st}^2}) / (4\alpha \cos^2 \omega)$, where $r_{st} = \sigma_s/\sigma_t$ is the ratio of shear strength to tensile strength.

Compaction and pore collapse in compression. Under compressive loading, i. e. $e_N^* < 0$, to simulate pore collapse and material compaction, LDPM normal stresses for are computed through the inequality $-\sigma_{bc}(e_N^*, e_V^*) \leq t_N \leq 0$, where σ_{bc} is a strain-hardening boundary assumed to be a function of the volumetric strain, e_V^* , and the de-

viatoric strain, $e_D^* = e_N^* - e_V^*$. The volumetric deformation is calculated from the volume variation of the Delaunay tetrahedra as $e_V^* = \Delta V / 3V_0$ and is assumed to be constant for all facets of given tetrahedron. The elastic limit, $-\sigma_{bc}$, is defined as $-\sigma_{bc}(e_D^*, e_V^*) = \sigma_{c0}$ for $e_D^* \leq 0$, $-\sigma_{bc}(e_D^*, e_V^*) = \sigma_{c0} + (-e_D^* - e_V^*)H_c(r_{DV})$ for $0 \leq -e_D^* \leq e_{c0}$, and $-\sigma_{bc}(e_D^*, e_V^*) = \sigma_{c1}(r_{DV}) \exp(-e_{DV}^* - -e_{c1})H_c(r_{DV}) / \sigma_{c1}(r_{DV})$ otherwise. In those formulae $e_{DV}^* = e_V^* + \beta e_D^*$, β is a material parameter, σ_{c0} is the mesoscale compressive yield stress, $e_{c0} = \sigma_{c0} / E_0$ is the compaction strain at the beginning of pore collapse, $H_c(r_{DV})$ is the hardening modulus, $e_{c1} = \kappa_{c0} e_{c0}$ is the compaction strain at which re-hardening begins, κ_{c0} is the material parameter governing the re-hardening and $\sigma_{c1}(r_{DV}) = \sigma_{c0} + (e_{c1} - e_{c0})H_c(r_{DV})$.

Friction due to compression-shear. The incremental shear stresses are calculated as $\dot{t}_M = E_T(\dot{e}_M^* - \dot{e}_M^{*p})$ and $\dot{t}_L = E_T(\dot{e}_L^* - \dot{e}_L^{*p})$, in which $\dot{e}_M^* = \lambda \partial \varphi / t_M$, $\dot{e}_M^{*p} = \lambda \partial \varphi / t_M$, λ is the plastic multiplier with loading-unloading conditions $\varphi \dot{\lambda} \leq 0$ and $\dot{\lambda} \geq 0$. The plastic potential is defined as $\varphi = \sqrt{t_M^2 - t_L^2} - \sigma_{bs}(t_N)$, where the nonlinear frictional law for the shear strength is assumed to be $\sigma_{bs}(t_N) = \sigma_s + (\mu_0 - \mu_\infty)\sigma_{N0}[1 - \exp(t_N/\sigma_{N0})] - \mu_\infty t_M$, σ_{N0} is the transitional normal stress; μ_0 and $\mu_\infty = 0$ are the initial and final internal friction coefficients.

1.2.2. Rate effect

The loading rate has a direct effect on the mechanical properties of concrete as it has been shown by many authors [65–69]. This phenomenon is explained by three main contributions: the creep of the material, the rate effect on the bond rupture in the mesoscale fracture, and the effect of inertia force on the crack propagation. It must be noted that even for quasi-static loads, with a typical loading strain rate, $\dot{\epsilon}$, between 10^{-7} and 10^{-3} s^{-1} , the first two mechanisms mentioned above are dominant. While increasing the strain rate loading the third contribution becomes dominant. Since the fracture can be seen as the consequence of the rupture of atomic or molecular bonds dominated by a thermal activation of the bond breakages, the rate effect can be modeled by the concept of a rate dependence on the fracture process [70].

As proposed in [71], the cohesive crack model can be made a time-dependent process characterized by its aforementioned activation energy. The Maxwell-Boltzmann distribution describes statistically the thermal energies of the vibrating atoms or molecules in a solid material as $f = k_b \exp(-U/RT)$, in which f is the frequency of particles having a potential energy of U , k_b is a constant, R the gas constant and T the temperature. If the value of the potential energy, which physically represents the barrier of energy that a particle has to exceed in order to break a bond, is Q . When a stress, s_a , is applied, the potential energy varies among $Q \pm r_a \sigma_a$. By denoting f_1 and f_2 the frequencies of the varied potential energies,

$U_1 = Q + r_a \sigma_a$ and $U_2 = Q - r_a \sigma_a$, the rate of crack opening \dot{w} can be taken as their difference with the proportionality constant k_f as $\dot{w} = k_f(f_2 - f_1)$. By substituting the expressions of the frequencies of the varied potential energies, the rate of crack opening can be expressed as $\dot{w} = 2k_b k_f \sinh(r_a \sigma_a / RT) \exp(-Q/RT)$ which for constant temperature, and under the assumption of proportionality to the softening function, $\phi(w)$, of the cohesive crack model, $\sigma_a \propto \sigma - \phi(w)$, yields:

$$\sigma(w, \dot{w}) = \left[1 + C_1 \sinh^{-1} \left(\frac{\dot{w}}{C_0} \right) \right] \phi(w) \quad (11)$$

with $C_0 = 2k_b k_f \exp(-Q/RT_0)$ and C_1 are material constants.

The above concept has been implemented in LDPM [72] by scaling the stress-strain boundary, defined in previous sub-section by the function $F(\dot{\epsilon})$ as:

$$\sigma_{bt}(e, \omega) = F(\dot{\epsilon}) \sigma_0(\omega) \exp[-H_0(\omega)(\epsilon - \epsilon_0(\omega)) / \sigma_0(\omega)] \quad \text{with}$$

$$F(\dot{\epsilon}) = 1 + C_1 \sinh^{-1} \left(\frac{\dot{\epsilon}}{C_0 t} \right) \quad (12)$$

1.2.3. Solidification Theory for Visco-Elastic Deformations

According to the Solidification Theory [50, 51, 52, 53], the visco-elastic behavior of concrete comprises the visco-elastic strain of the aging hardened cement gel that can be formulated as [50]:

$$\dot{\epsilon}^v(t) = \frac{1}{v(\alpha_c)} \dot{\gamma}(t) \quad \text{with} \quad \gamma(t) = \int_0^t \Phi(t_r(t) - t_r(\tau)) G \dot{\sigma} d\tau \quad (13)$$

where $\dot{\gamma}(t)$ represents the cement gel visco-elastic micro-strain rate, $v(\alpha_c) = (\alpha_c / \alpha_c^\infty)^{n_\alpha}$ is a function that represents the volume fraction of cement gel produced by early-age chemical reactions, $\Phi(t - t_0) = \xi_1 \ln[1 + (t - t_0)^{0.1}]$ is the non-aging micro-compliance function of cement gel, with $t - t_0$ as the loading time interval, ξ_1 and n_α are model parameters. To account for the effect of change in relative humidity and temperature the reduced time concept is used [52], where $t_r(t) = \int_0^t \psi(\tau) d\tau$ and $\psi(t) = [0.1 + 0.9h(t)^2] \exp[Q_v/R(1/T_0 - 1/T(t))]$, where h , T are the relative humidity and temperature (in Kelvin) at time t , R is the universal gas constant and Q_v is the activation energy for the creep processes. For typical concrete mixes $Q_v/R \approx 5000 \text{ K}$ [53].

For finite element analysis an incremental stress-strain relation is needed. For this purpose, it is convenient to convert the integral in Eq. 13, which governs the evolution of the visco-elastic strain, into a system of differential equations. This can be achieved by approximating the non-aging micro-compliance function $\Phi(t - t_0)$ with a Dirichlet series, which is equivalent to modeling the visco-elastic strain of cement gel in terms of a non-aging Kelvin chain. Then the aging is imposed by multiplying all the Kelvin element stiffnesses (or compliances) with the aging term $1/v(\alpha_c)$. The non-aging creep compliance func-

tion $\Phi(t-t_0)$ can be represented by an Dirichlet series with N elements as:

$$\Phi(t, t_0) = \sum_{\mu=1}^N A_{\mu} [1 - \exp(-(t-t_0)/\tau_{\mu})] \quad (14)$$

where τ_{μ} is the retardation time and $A_{\mu}=1/E_{\mu}$ the compliance, in which E_{μ} is the elastic moduli, all of the m -th term. The identification of those parameters is not a simple task which may lead to ill-posed problem and to non-unique chain properties [2, 3]. However, the most effective approach to approximate a creep function with a Dirichlet series is the introduction of a continuous retardation spectrum based on the Post-Widder formula to calculate the parameters of the series [3, 73, 74].

The most effective way to determine the terms of the series expansion in Eq. 14 is to choose $\tau_{\mu}=10\tau_{\mu-1}$ ($m=1, 2, \dots N$) and to assume $A_{\mu}=\ln(10)L(m)$, where $L(m)$ is the continuous relaxation spectrum of the function $\Phi(t, t_0)$. The retardation spectrum can be expressed as [3, 73, 74]:

$$L(\tau) = - \lim_{k \rightarrow \infty} \frac{(-k\tau)^k}{(k-1)!} \Phi^{(k)}(k\tau) \quad (15)$$

where k is the order of the retardation spectrum and $\Phi^{(k)}$ denotes the k th derivative of the compliance function Φ . Based on the chosen functional form of the creep compliance Φ and using the Eq. 15 the retardation spectrum of third order approximation can be expressed as:

$$L(\tau) = -\xi_1 \frac{(-3\tau)^3}{2} \frac{200(3\tau)^{0.2} + 369(3\tau)^{0.1} + 171}{(3\tau)^{2.9}((3\tau)^{0.1} + 1)(1000(3\tau)^{0.2} + 2000(3\tau)^{0.1} + 1000)} \quad (16)$$

Then the creep compliance $\Phi(t, t_0)$ can be approximated as a finite sum:

$$\Phi(t, t_0) = A_0 + \sum_{\mu=1}^N A_{\mu} [1 - \exp(-(t-t_0)/\tau_{\mu})] \quad (17)$$

Since the discrete spectrum contains only a finite number of retardation times τ_{μ} , the part of continuous spectrum up to the shortest retardation time is not considered. To account this contribution, one has to calculate the area under the continuous spectrum up to the shortest retardation time considered, τ_1 . This area under the tail is included in the constant A_0 in Eq. 17. The theoretical value of the constant A_0 is given by the integral $A_0 = \int_{-\infty}^{\tau_0} t_r(\tau) d\tau$ where the upper integration limit τ_0 can be determined for a spacing of $\log(10)$ as $\tau_0 = \tau_1/\sqrt{10}$, where τ_1 = the first retardation time of the Kelvin chain. However, the constant A_0 can be also computed by the minimization of the error between the series approximation in Eq. 17 compared to its real value of the function $\Phi(t-t_0) = \xi_1 \ln[1+(t-t_0)^{0.1}]$ [52]. Using this approach, the calculated value of A_0 in [75] are: 0.226 [Pa⁻¹], 0.279 [Pa⁻¹], and 0.343 [Pa⁻¹] for $\tau_1=10^{-5}$ [days], $\tau_1=10^{-4}$ [days], and $\tau_1=10^{-3}$ [days], respectively.

1.2.3. Microprestress Theory for Viscous Deformations

The purely viscous strain rate represents the totally unrecoverable part of the creep strain and it is associ-

ated to long-term creep, drying creep effect (also called Pickett effect) and transitional thermal creep. From the microprestress theory the purely viscous strain rate can be expressed as [51–53]:

$$\dot{\epsilon}^f = \xi_2 \kappa_0 \psi(t) S G \sigma \quad (18)$$

where S is the microprestress computed by solving the differential equation $\dot{S} + \kappa_0 \psi_s(t) S^2 = \kappa_1 [\dot{T} \ln(h) + T \dot{h}/h]$ where κ_0 , κ_1 , and ξ_2 are model parameters, and $\psi_s(t) = [0.1 + 0.9h(t)^2] \exp[Q_s/R(1/T_0 - 1/T(t))]$ with $Q_s/R \approx 3000$ K [53]. The solution of this differential equation for isothermal basic creep condition, i. e., $\dot{T}=0$ and $\dot{h}=0$, is $S = S_0(t_0/t)$ with $S_0^{-1} = \kappa_0 t_0$, in which the initial value of the microprestress S_0 at time $t=t_0$ can be calculated for $t_0=1$ day without loss of generality. It must be observed here that, the three parameters, κ_0 , κ_1 , and ξ_2 are not independent as far as the viscous strain is concerned. Basic creep viscous strain depends on ξ_2 only [52]; drying and transitional thermal creep depend on ξ_2 and the product $\kappa_0 \kappa_1$, [76]. This is simple to show since introducing the auxiliary variable $\bar{S} = \kappa_0 S$ one has $\dot{\epsilon}^f = \xi_2 \psi(t) \bar{S} G \sigma$, $\bar{S} + \psi_s(t) \bar{S}^2 = \kappa_0 \kappa_1 [\dot{T} \ln(h) + T \dot{h}/h]$ [2]. Therefore, a constant value of $\kappa_0 = 2 \times 10^{-3}$ [MPa day]⁻¹ will be used in this work. Even though the value of κ_0 should be identified from experimental data on the microprestress, which is not available at the moment.

Recently it has been shown that the microprestress arises in nanoscale simulations of CSH in which the logarithmic creep and power-law microprestress relaxation emerge from generic deformation kinetics in such disordered systems [77].

1.2.5. Hygral and thermal deformation

The variation of the relative humidity in the material pores causes free hygrometric strain $\dot{\epsilon}^s$ (swelling or shrinkage, for positive or negative relative humidity change, respectively). One can write:

$$\dot{\epsilon}^s = \alpha_{sh} \dot{h} I \quad (19)$$

where α_{sh} is the shrinkage coefficient and \dot{h} relative humidity variation. Similarly, temperature changes cause thermal strain rates, $\dot{\epsilon}^t$, which can be expressed as

$$\dot{\epsilon}^t = \alpha_T \dot{T} I \quad (20)$$

where α_T is the coefficient of thermal expansion.

1.2.6. ASR induced deformations (ASR Expansion)

In this research, ASR induced deformations, in addition to thermal, shrinkage and creep deformations are formulated within the framework of the Lattice Discrete Particle Model (LDPM). The formulation proposed in [47, 49, 78, 79] is here briefly reviewed. A diffusion process at the meso-scale has to happen to transport alkali ions into the aggregate for ASR gel to form and to also transport

water for the gel to imbibe and later expand. Since in this study the meso-scale ASR-LDPM [47, 49] is employed, all the major phenomena at that length scale are explicitly considered, whereas only in average all the sub-scale ones. ASR-LDPM implements in the mesoscale geometry of LDPM a model describing ASR gel formation and expansion at the level of each individual aggregate particle. The overall average rate of expansion of a single aggregate piece is related to two main processes: (1) basic gel formation; and (2) water imbibition. Subsequently, the volume increase due to water imbibition is imposed as an eigenstrain within the LDPM model.

Gel Formation. The gel formation is modelled at the mesoscale (length scale of coarse aggregate pieces). The gel mass M_g generated from an aggregate particle with diameter D , is derived by solving the equation governing a radial diffusion process into the aggregate particle (see Fig. 2). Thus, one can write, similarly to the work in reference [47]:

$$M_g = \kappa_a \rho_g \frac{\pi}{6} (D^3 - 8z^3) \text{ and } \dot{z} = -\kappa_z \frac{w_e}{z \left(1 - \frac{2z}{D}\right)} \quad (21)$$

where w_e = water content in the concrete surrounding the aggregate particle estimated based on [45] as $w_e = (w/c - 0.188\alpha_c^\infty)c$ at saturation; $\alpha_c^\infty = 1.031w/c / (0.194 + w/c)$ asymptotic hydration degree [56]; w/c = water-to-cement ratio; c = cement content. Furthermore, in Eq. (21), z = the diffusion front position measured from each aggregate particle center as shown in Fig. 2, ρ_g (with units kg/m³) represents the mass density of gel formed and it depends on its chemical composition and silica content per aggregate volume. $\kappa_z = \kappa_{z0} \exp[E_{ag}/R(1/T_0 - 1/T(t))]$ represents the diffusivity of alkali rich water into the aggregate and has units of m³/(kg day) where κ_{z0} is its value at room temperature

Reactive aggregate

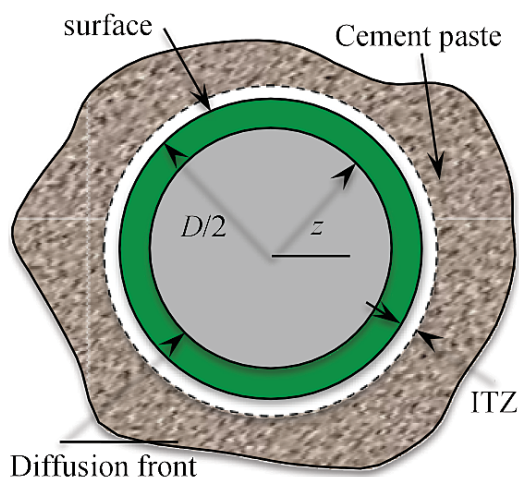


Fig. 2. Idealization of gel formation in one aggregate
 Рис. 2. Упрощенное изображение образования геля на одном заполнителе

($T_0=296^\circ\text{K}$); $T(t)$ = current temperature; E_{ag} = activation energy of the diffusion process; and R = universal gas constant. $\kappa_a = \min(\langle c_a - c_{a0} \rangle / (c_{a1} - c_{a0}), 1)$ accounts for the fact that alkali content available in the cement paste surrounding each aggregate particle, is not always enough for the ASR reaction to occur; c_{a0} is the threshold alkali content at which, no or minimal expansion is observed, and c_{a1} is the saturation alkali content enough for complete silica reaction. Note that z might represent, depending on the situation, the evolution of different phenomena, from the thickness of the reaction rim to the extent of the penetration of alkali rich water needed for the reaction of isolated silica pockets.

Water Imbibition. The water imbibition process is described by relating the rate of water mass M_i imbibed by gel to the thermodynamic affinity and a characteristic imbibition time. Considering the gel mass M_g given by the integration of Equation (21), the rate of water imbibition is given by:

$$\dot{M}_i = \frac{\tilde{C}_i}{D^2} (\kappa_i M_g - M_i) \quad (22)$$

where the imbibed water at thermodynamic equilibrium has been assumed to be linearly proportional to the mass of formed gel with $\kappa_i = \kappa_{i0} \exp[E_{ai}/R(1/T_0 - 1/T(t))]$ as the constant of proportionality, and temperature-dependent through an Arrhenius-type equation governed by the activation energy of the imbibition capacity, E_{ai} , and is its value at room temperature, κ_{i0} . Similarly, $C_i = C_{i0} \exp[E_{aw}/R(1/T_0 - 1/T(t))]$ represents the bulk diffusivity of imbibed water through both the cement paste surrounding the aggregate and the reacted external rim of the aggregate; E_{aw} = diffusion process activation energy and C_{i0} = value at room temperature; D is the aggregate diameter. The inverse of the ratio \tilde{C}_i/D^2 represents the imbibition rate characteristic time as in [47, 80]. The characteristic time is assumed to be constant at full saturation, but depending on silica distribution, type of aggregate, porosity and the inter-connectivity and tortuosity of its pore system, this coefficient can vary with the amount of imbibed water. Also, the characteristic time is affected by the availability of water transport paths, which can reduce by the clogging of pores due to water imbibition, and by the aggregate cracks that can easily increase the diffusivity. So, to settle things once and for all, a constant value is assumed here [47, 80].

Extension for nonsaturated conditions. In real situations, full saturation condition is rarely achieved, and amount of moisture content is typically governed by a nonlinear diffusion process that considerably affect the ASR evolution [47]. ASR-LDPM was extended to account for nonsaturated conditions in [49]. The spatial and temporal distributions of relative humidity h , temperature T and degree of cement hydration α_c are computed using the Hygro-Thermo-Chemical (HTC) model (described in

the Section 2.1). The amount of evaporable water, w_e , in the surrounding of aggregate particles is calculated according the Eqs. 5, 6, and 7. However, the Eq. (5) does not account for the water consumed in the ASR process. This is a reasonable assumption because the ASR process is a multi-decade process with a different time scales that typically contribute to w_e variations (relative humidity variations and aging are processes with time sub-scales in respect to the time scale of the ASR process). Similar observations apply to variations of relative humidity and temperature. This means that there is only one-way coupling is only one way coupling between the hygro-thermo-chemical processes and the ASR process. All the field variables, h , T and α_c , are calculated (see Section 2.1) assuming no effects from ASR evolution. For nonsaturated humidity environments, the imbibition is dramatically reduced, and for relative humidity lower than 60%–80%, no noticeable ASR expansions has been observed [81]. The effect of relative humidity is introduced into the diffusion front speed \dot{z} by making the diffusivity parameter κ_z a function of h as:

$$\kappa_z(h, T) = \kappa_z^1 \left[1 + \left(\frac{\kappa_z^1}{\kappa_z^0} - 1 \right) (1 - h)^{n_z} \right]^{-1} \quad (23)$$

where $\kappa_z^1 = \kappa_{z0}^1 \exp[E_{ag}/R(1/T_0 - 1/T(t))]$ is the diffusivity at room temperature T and full saturation ($h=1$); $\kappa_z^0 = \kappa_{z0}^0 \exp[E_{ag}/R(1/T_0 - 1/T(t))]$ diffusivity at the current temperature T and dry condition ($h=0$); $\kappa_{z0}^0 =$ diffusivity at room temperature T_0 and dry condition ($h=0$); n_z is a model parameter.

A second effect is also introduced in the ASR gel water imbibition process assuming a dependence of the effective diffusivity parameter \tilde{C}_i on the relative humidity h . This is obtained by setting:

$$\tilde{C}_i(h, T) = \tilde{C}_z^1 \left[1 + \left(\frac{\tilde{C}_z^1}{\tilde{C}_z^0} - 1 \right) (1 - h)^{n_M} \right]^{-1} \quad (24)$$

where $\tilde{C}_z^1 = \tilde{C}_{z0}^1 \exp[E_{aw}/R(1/T_0 - 1/T(t))]$ is the effective diffusivity at room temperature T and full saturation ($h=1$); \tilde{C}_{z0}^1 is the diffusivity at room temperature T_0 and full saturation ($h=1$); $\tilde{C}_z^0 = \tilde{C}_{z0}^0 \exp[E_{aw}/R(1/T_0 - 1/T(t))]$ is the effective diffusivity at the current temperature T and dry condition ($h=0$); $\tilde{C}_{z0}^0 =$ diffusivity at room temperature T_0 and dry condition ($h=0$); n_M is a model parameter. In absence of specific experimental data, it is assumed that, at constant temperature, the ratio of gel diffusivities is equal to the ratio of water imbibition diffusivities $\kappa_z^1/\kappa_z^0 = \tilde{C}_z^1/\tilde{C}_z^0 = r_D$ and also the exponents are the same $n_z = n_M = n_D$. With this assumption the effect of relative humidity variations is the same for both processes, gel formation and gel imbibition.

The water imbibition rate \dot{M}_i for each specific aggregate is given by the Eq. 22 and, where there is no more room for the additional mass to be accommodated, the aggregate starts to swell. Initially the expansion of the ASR gel can be partly accommodated without signifi-

cant pressure build up. This is also facilitated by the existence of the so-called interfacial transition zone (ITZ) (see Fig. 2). Similarly, to the ITZ size, the equivalent thickness, δ_c , of the layer in which the capillary pores are accessible to the ASR gel may be considered constant and independent of the particle size D . To account for this behavior, the amount of imbibed water used to compute the aggregate expansion is defined by $\langle M_i - M_i^0 \rangle$, where $M_i^0 = (4\pi\rho_w/3)((r + \delta_c)^3 + r^3)$ is the mass required to fill this space, ρ_w is the mass density of water, and $\langle \dots \rangle$ are the Macaulay brackets. The increased radius of each aggregate particle of initial radius $r = D/2$ can be calculated as $r_i = (3\langle M_i - M_i^0 \rangle / 4\pi\rho_w + r^3)^{1/3}$. The rate of radius increase can be written using the chain rule as:

$$\begin{aligned} \dot{r}_i &= \frac{dr_i}{dt} = \frac{dr_i}{dM_i} \frac{dM_i}{dt} = \dot{M}_i \frac{dr_i}{dM_i} = \\ &= \frac{\dot{M}_i}{4\pi\rho_w} (3\langle M_i - M_i^0 \rangle / 4\pi\rho_w + r^3)^{-2/3} \end{aligned} \quad (25)$$

This definition of radius change rate is used to compute an incompatible ASR gel normal strain rate as

$$\dot{e}_N^a = (\dot{r}_{i1} + \dot{r}_{i2})/l \quad (26)$$

where r_{i1} and r_{i2} are the increases in the radii of the two aggregate particles sharing a generic facet. Note that the model formulated herein assumes approximately that the imposed facet shear strains due to gel swelling are negligible, $e_M^a = e_L^a \approx 0$. Based on this simplification, the ASR gel strain rate is given by:

$$\dot{\epsilon}^a = [\dot{e}_N^a \quad 0 \quad 0]^T \quad (27)$$

1.2.7. Aging

As widely known concrete properties typically improve in course of time, especially in the early weeks after casting. This complex process is called aging and its source is the ongoing hydration, which depends on the mix design and the environmental boundary conditions.

In the literature, a wide range of approaches which describe the evolution of mechanical properties as a function of hydration degree are found. However, the evolution of mechanical properties does not only depend on the hydration degree, but also the curing temperature history. That means that specimens which have the same mix design but are hydrated at different temperatures show different strength for the same hydration degree. This is because a lower curing temperature leads to a more uniform distribution of the hydration products compared to higher curing temperatures and consequently to higher strength and stiffness.

Cervera et al. [54] developed a chemo-mechanical model which captures the influence of the temperature on the mechanical behavior in an empirical way. This is done by expressing the evolution of mechanical properties as a function of aging degree rather than hydration degree. The aging degree λ is calculated as [54]:

$$\dot{\lambda} = \left(\frac{T_T - T}{T_T - T_{ref}} \right)^{n_\lambda} (B_\lambda - 2A_\lambda \alpha_c) \dot{\alpha}_c \quad (28)$$

with the hydration degree α_c , the maximum temperature under which hardening of concrete occurs T_T , the reference temperature for determining the mechanical properties T_{ref} , $B_\lambda = \left[1 + A_\lambda (\alpha_c^{\infty 2} - \alpha_c^0) \right] / (\alpha_c^\infty - \alpha_c^0)$, and the model parameters which need to be calibrated n_λ and A_λ . Di Luzio and Cusatis [53] followed the same approach and adopted the concept of aging degree for describing the mechanical behavior of concrete at early age and beyond by the Solidification-Microprestress-Microplane model. Hereafter, a summary of the studies performed by Wan et al. [82] and Czernuschka et al. [83] is presented. Both authors used the concept of aging degree to establish a lattice discrete particle model with chemo-mechanical coupling in order to simulate the aging behavior of concrete. The framework couples the previously introduced HTC model to the LDPM by a set of aging functions, expressing the evolution of meso-scale parameters as a function of aging degree.

The authors found that the age-dependent meso-scale parameters are the normal modulus, the tensile strength, the tensile characteristic length and for some cases also the shear strength ratio. The aging functions are formulated in terms of a power-law for the normal modulus, the tensile strength and the shear strength ratio since it represents the most flexible functional form and can be applied to a wide range of data. The evolution of meso-scale properties x as a function of aging degree λ herein can be expressed as:

$$x(\lambda) = x^\infty (a + (1 - a)\lambda^n) \quad (29)$$

with the asymptotic meso-scale parameter x^∞ , the relative initial parameter a and the parameter related aging exponent n . Furthermore, the evolution of the tensile characteristic length was expressed as a linearly decreasing function of the aging degree λ :

$$l_t(\lambda) = l_t^\infty [k(1 - \lambda) + 1] \quad (30)$$

where l_t^∞ defines the asymptotic tensile characteristic length and k is a positive constant.

1.3. Numerical implementation of the chemo-hygro-thermal-mechanical coupling

Numerical implementation of the constitutive relations presented in the previous Section requires that at each time step, the stress increment $\Delta\sigma$ is calculated from the response at the previous step and current strain increment $\Delta\epsilon$. At the beginning of each step, before the integration of the mechanical constitutive equations, the chemo-physical model (HTC in Section 2.1) must be solved, and the solution fields transferred on each centroid of the facets. This is done using the shape function of the finite element mesh utilized to solve the HTC model that

is solved using a three-dimensional tetrahedral finite element with Crack-Nichols method for the time integration (see for details [46]).

Since the integration of the mechanical constitutive equations is done explicitly, all strain increments other than $\Delta\epsilon^*$ must be calculated as imposed strain increments. Rearranging Eq. 9 in an incremental form, we have:

$$\Delta\epsilon^* = \Delta\epsilon - (\Delta\epsilon^a + \Delta\epsilon^s + \Delta\epsilon^t + \Delta\epsilon^v + \Delta\epsilon^f) \quad (31)$$

At the beginning of each time step, nodal velocities are used to evaluate the rates of displacement jumps at each LDPM facet, from which, the total facet strain rate $\dot{\epsilon}$ is computed. By simply multiplying it by Δt , the total strain increment becomes $\Delta\epsilon = \Delta t \dot{\epsilon}$.

Shrinkage $\Delta\epsilon^s$ and thermal $\Delta\epsilon^t$ strain increments are computed at each facet based on humidity and temperature increments at the beginning of the time step as $\Delta\epsilon^s = \alpha_h \Delta h [1 \ 0 \ 0]^T$ and $\Delta\epsilon^t = \alpha_T \Delta T [1 \ 0 \ 0]^T$.

For the ASR strain increment, at the beginning of each time step, in all aggregates, in which ASR is progressing, the diffusion fronts are first computed through the integration of the second equation in Eq. 21 over the time increment Δt using forward Euler method. Then, the gel masses are computed from the first expression in Eq. 21 and finally, substituting them in Eq. 22, the current increment of imbibed water ΔM_i is obtained. For each aggregate piece, the increase in radius is computed from the incremental form of Eq. 25. Then, the ASR gel normal strain increment is computed as $\Delta\epsilon_N^a = (\Delta r_{i1} + \Delta r_{i2})/l$ and the ASR imposed strain increment vector becomes $\Delta\epsilon^a = [\Delta\epsilon_N^a \ 0 \ 0]^T$.

Finally, also the creep strain increment is calculated on the facet level under the assumption of constant stress at each time increment. i. e., a stepwise stress history is assumed (as in the Euler explicit method). Using this approach, the error is proportional to the step size that, with the explicit numerical implementation of LDPM, is typically very small. As presented in the above Section 2.2.3, the visco-elastic creep strain is modeled with an aging Kelvin chain model. For a one-dimensional single Kelvin model with spring constant E_j and damper coefficient η_j the stress σ is given by $\sigma = E_j \gamma_j + \eta_j \dot{\gamma}_j$, where γ_j is the strain and being $\tau_j = E_j/\eta_j$ the retardation time. Because the stress is assumed constant, $\sigma(t) = \sigma(t_i) = \sigma^i$, in the time step from t_i to t_{i+1} with $\Delta t = t_{i+1} - t_i$, the general solution of the strain evolution is given by $\gamma_j(t) = A + B \exp[-(t - t_i)/\tau_j]$ with $A = \sigma^i/E_j$ and $B = \gamma_j^i - \sigma^i/E_j$ (using the initial condition $\gamma_j(t_i) = \gamma_j^i$). The strain at time t_{i+1} is then given by:

$$\gamma_j^{i+1} = \frac{\sigma^i}{E_j} \left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{\tau_j}} \right) + \gamma_j^i e^{-\frac{\Delta t}{\tau_j}} \quad (32)$$

For a chain of N Kelvin elements, the strain increment becomes:

$$\Delta\gamma^i = \sum_{j=0}^N (A_j \sigma^i - \gamma_j^i) \left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{\tau_j}} \right) \quad (33)$$

where A_j and τ_j have been above defined in Section 2.2.3. Considering a constant function $\psi(t^i) = \psi(t^{i+1}) = \psi^i$ over the time step, one can write, $\Delta t_r = t_r(t^{i+1}) - t_r(t^i) = \int_0^{t^{i+1}} \psi(\tau) d\tau - \int_0^{t^i} \psi(\tau) d\tau = \int_i^{t^{i+1}} \psi(\tau) d\tau = \psi^i \Delta t$. So, including all effects, the visco-elastic strain increment is given by:

$$\Delta \varepsilon^v = \sum_{j=0}^N (GA_j \sigma^i - \gamma_j^i) \left(1 - e^{-\frac{\psi^i \Delta t}{\tau_j}} \right) \frac{1}{v(\alpha_c^i)} \quad (34)$$

Similarly, the purely viscous strain increment at the facet level is computed considering again constant stress σ^i and constant $\psi_s^i = \psi_s(t^i)$, in each time step. This provides the incremental form of Eq. 18 as:

$$\Delta \varepsilon^f = \Delta t \xi_2 \kappa_0 \psi^i S^i G \sigma^i \quad (35)$$

with the following discrete relation to integrate the micro-prestress formulation

$$\Delta S^i = -\psi_s^i \kappa_0 S^{i2} \Delta t + \kappa_1 [\Delta T^i \ln(h^i) + T^i \Delta h^i / h^i] \quad (36)$$

Subtracting all those imposed strain increments in Eq. 31, the remaining strain increment $\Delta \varepsilon^*$ is used in the LDPM constitutive relations to compute the facet stress vector increment $\Delta \sigma$. The LDPM equations are integrated with reference to the apparent normal modulus $\bar{E}_0(t)$ defined as $\bar{E}_0(t) = 1/[1/E_0 + A_0/v(\alpha_c)]$. Therefore, elastic effective LDPM stress (see Section 2.2.1) is first calculated at each step and then, the nonlinear behavior in the LDPM constitutive equations is imposed through a vertical return algorithm [41].

The presented formulation is implemented into MARS, a multi-purpose computational code for the explicit dynamic simulation of structural performance [84].

2. Model applications

Different experimental data sets found in the literature are here used to evaluate the capabilities of the proposed computational framework.

Since the computational framework consists of several components, it requires an objective calibration strategy of the numerous parameters. This can be achieved through the individual calibration of each model component based on suitable test data. This task is not always simple because all model components are coupled together and, in some cases, available experimental data refer to more than one model components. For example, an accurate calibration of concrete creep requires low load levels at which the existence of damage can be excluded.

Since LDPM is a discrete model that mimics the meso-structure of concrete and automatically reproduces the part of the experimental scatter that is related to the random position of coarse aggregate pieces. Thus, a number of repetitions with different particle positions is required for each model configuration and loading scenario. Typically, three realizations each were generated and run as a trade-off between confidence in the mean value and

computational cost. A more detailed discussion on the particles placement and the related influence on the numerical scatter can be found in [85].

2.1. Creep and shrinkage under varying hygrothermal conditions

In this section one example of the simulation of creep and shrinkage phenomena using the presented framework is shown, however for more details and applications an interested reader can look at [48, 86]. The considered experimental investigation was performed by Bryant et al. [87], which includes a series of shrinkage and creep tests under sealed and drying (60% R.H.) conditions at different loading ages. Using concrete prismatic specimens of size 150×150×600 mm, creep tests were performed with a sustained stress of 7 MPa applied after 8, 14, 28, 84 and 182 days from casting. The reported prism compressive strength was 50.1 MPa at 28 days and this value was utilized to calibrate the LDPM strength parameters. The mix design data are $c=390 \text{ kg/m}^3$, $w/c=0.47$, $a/c=5.1$, and $d_{max}=24 \text{ mm}$. The identified LDPM parameters are meso-scale tensile strength, $\sigma_t=4.4 \text{ MPa}$; shear strength ratio, $\sigma_s/\sigma=5.15$; and meso-scale tensile characteristic length, $t=212 \text{ mm}$. Other parameters were assumed based on existing literature see [49].

After calibrating the LDPM strength parameters, the calibration of the time dependent parameters is performed. This task is not simple since, although the experimental data is not limited in quantity (many curves are available relevant to sealed and drying creep at various loading times), they are limited in variety because no information about the hydration process nor humidity drop during sealed or drying shrinkage is available. Therefore, a coupled calibration process was performed using both the sealed and drying shrinkage curves to identify the HTC and visco-elastic parameters. The identified parameters or assumed (for lack of specific experimental data) HTC parameters [46] are reported in the third column of Table 1. Note that the diffusion parameters are identified together with the shrinkage coefficient $\alpha_h=1.9 \times 10^{-3}$. The thermal expansion/contraction coefficient $\alpha_T=10^{-5}$. Fig. 3a shows the best fitting between the experimental and numerically simulated shrinkage strains under both sealed and drying conditions, showing excellent matching. Next, the visco-elastic and viscous deformation parameters are calibrated using the apparent compliances of 3 drying cases at 4, 28 and 84 days, and the sealed and drying creep deformations for initial loading at 14 days. Following this procedure, the calibrations yielded $E_0=83.33 \text{ GPa}$, $n_a=5$, $\xi_1=1.3 \times 10^{-6} \text{ MPa}^{-1}$, $\kappa_1=485 \text{ MPaK}$ and $\xi_2=10^{-6} \text{ MPa}^{-1}$.

The remaining height curves corresponding to sealed and drying creep at 8, 28, 84 and 182 days are a very strong final validation that is presented in Fig. 3b and c

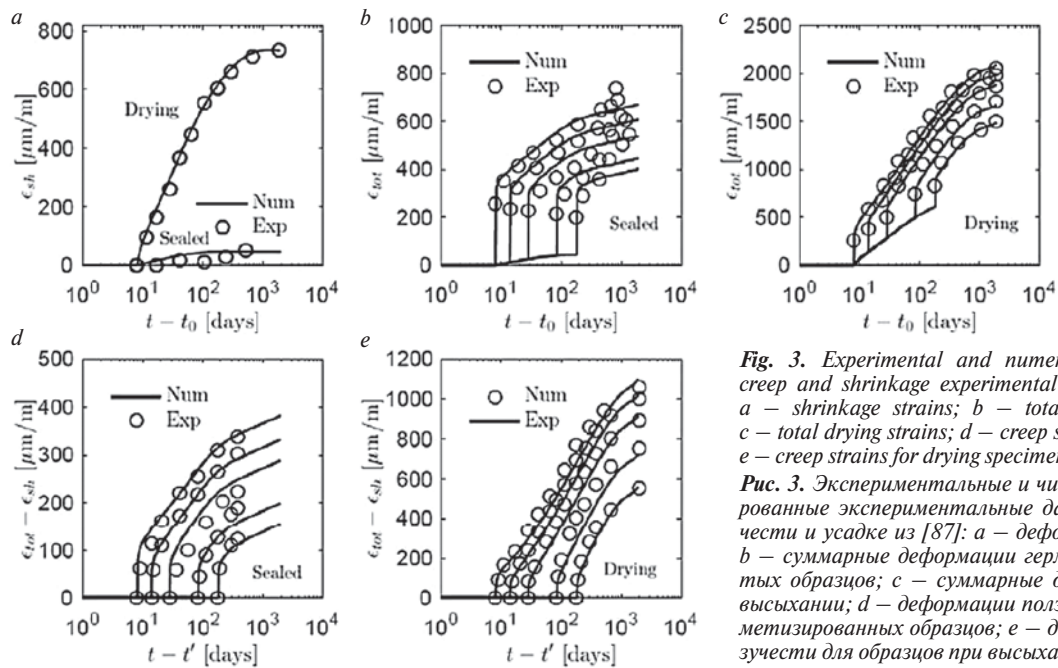


Fig. 3. Experimental and numerically simulated creep and shrinkage experimental data from [87]: a – shrinkage strains; b – total sealed strains; c – total drying strains; d – creep strains for sealed; e – creep strains for drying specimens

Рис. 3. Экспериментальные и численно смоделированные экспериментальные данные по ползучести и усадке из [87]: a – деформации усадки; b – суммарные деформации герметично закрытых образцов; c – суммарные деформации при высыхании; d – деформации ползучести для герметизированных образцов; e – деформации ползучести для образцов при высыхании

Table 1
Таблица 1

HTC parameters used for aging simulations
Гидротермохимические параметры, используемые для моделирования старения

Material property	Symbol	Sec. 3.1	UHPC	LSC	Sec. 3.3	Sec. 3.4
Density, kg/m ³	ρ	2400	2400	2453	2400	2400
Isobaric heat capacity, J/kg°C	c_t	1100	1100	1100	1100	900
Heat conductivity, W/m°C	λ_t	2.3	5.4	2.8	2.8	5.4
Cement hydration enthalpy, kJ/kg	\tilde{Q}_c^∞	450	500	500	500	450
Silica fume reaction enthalpy, kJ/kg	\tilde{Q}_s^∞	–	780	–	–	–
Hydration activation energy/R, K	E_{ac}/R	5000	5490	5000	5000	5000
Silica fume activation energy/R, K	E_{as}/R	–	9700	–	–	–
Diffusivity activation energy/R, K	E_{ad}/R	2700	2700	2700	2700	2700
Silica fume efficiency	SF^{eff}	–	0.9	–	–	–
Hydration parameter, h ⁻¹	A_{c1}	4.26×10^8	2×10^8	2.4×10^7	2.5×10^7	1.41×10^7
Hydration parameter	A_{c2}	3.8×10^{-4}	10^{-6}	2×10^{-4}	5×10^{-3}	5×10^{-3}
Hydration parameter	η_c	9.3	6.5	6.4	7.5	8
Silica fume reaction parameter, h ⁻¹	A_{s1}	–	5×10^{14}	–	–	–
Silica fume reaction parameter	A_{s1}	–	10^{-6}	–	–	–
Silica fume reaction parameter	η_s	–	9.5	–	–	–
Moisture diffusion parameter, mm ² /h	D_0/c	9.23×10^{-5}	10^{-4}	2×10^{-3}	2.38×10^{-4}	4.88×10^{-3}
Moisture diffusion parameter, mm ² /h	D_1/c	1.67	3.1	20.8	4.76	0.98
Moisture diffusion parameter	n	6.5	3.9	6	4	2.35
Self desiccation parameter	g_1	1.75	1.5	2.2	1.5	1.7
Self desiccation parameter	k_{vg}^c	0.25	0.2	0.2	0.2	0.2
Self desiccation parameter [–]	k_{vg}^s	–	0.4	–	–	–

with an overall very good fit. Note that this fit is matching the asymptotic values of total drying deformations for all five different ages at 1820 days. Another benefit of using this numerical framework is the ability of capturing the nonlinear creep behavior and the real value of material shrinkage (cracking effect). This can be explained by comparing Fig. 3, in which creep deformations calculated by subtracting drying shrinkage from total deformation show a slightly concave curvature which is not present in the total deformation. This is due to the fact that shrinkage deformation is measured on the sample surface that is the result of shrinkage as well as of cracking due to the moisture drying gradients. In the sample loaded for creep, the stress is always compressive and thus, cracks do not appear. This different behavior in stresses and the corresponding cracking is correctly captured by the presented formulation. A continuum models could capture only part of the stress gradient effects, only in an average sense not at the meso-scale level. Additional proof of this feature can be seen by comparing Fig. 3b with Fig. 3d. Both present sealed deformations where experimental data beyond 500 days were not plotted in Fig. 3d to improve clarity. As it can be seen, neither plots show any concave curvature at any age.

2.2. Aging effects on strength

The presented framework was successfully applied to simulate the evolution of mechanical properties of Ultra-High-Performance Concrete (UHPC) as well as low, normal and high strength concrete. In this Section it is considered an UHPC with a mixture that includes cement type Lafarge H, F-50 sand, silica flour type Sil-co-sil 75, Elkem ES-900-W silica fume, a super-plasticizer and normal tap water. The water-cement ratio w/c was 0.21 and the water-silica fume ratio s/c was 0.39. In addition, a regular concrete is also considered in this Section. This low strength concrete (LSC) features water-cement

ratios w/c between 0.36–0.83, aggregate-cement ratios a/c of 4.10–8.83, cement types CEM II 42.5 N and R, and CEM I 52.5 R, as well as different aggregate sizes, types and shapes. The mechanical behavior was captured for ages between 0.8–155 days.

In the following the results for both UHPC and LSC are presented. The used HTC parameters can be found in Table 3.3 and in the publications of Wan et al. [82], Czernuschka et al. [83]. Table 2 summarizes the parameters related to the determination of the aging degree λ for the studied UHPC and a low strength concrete. The low strength concrete consisted of cement type CEM II 42.5 R, a water-cement ratio w/c of 0.83 and an aggregate cement ratio a/c of 8.83. Table 3 reports in the fourth and fifth columns the identified aging parameters used for coupling the multi-physics analysis to the mechanical model. The shear-strength ratio is constant in time and is 5.5 for UHPC and 1.83 for the low strength concrete and therefore not included in the table.

Fig. 4 shows the good agreement between the numerical results obtained by the simulation of compression tests and fracture tests with the aging framework and the experimental data for both presented concretes. The simulated ages for the UHPC reach from 3 days to 28 days and for the low strength concrete from 2 days to 156 days.

The introduced calibrated and validated framework is an important tool in describing the long-term performance of concrete and concrete structures. It is helpful in evaluating the aging influence on the (tertiary) creep behavior of concrete. This is relevant because these tests typically are performed over a long time period in which the concrete properties may change noticeably. On top of that it is a powerful tool to study the behavior of concrete at early age and beyond in order to correctly predict the damage evolution subject to external mechanical loads and eigen-strain gradients due to thermal loads, drying processes or other deterioration mechanisms.

2.3. Tertiary Creep and applications to time to failure analysis

In this section the findings reported in [75] are here summarized. A specific contribution has been selected from the literature out of the very few available experimental investigations of time-dependent fracture of concrete that include different types of tests, such as fracture, creep/relaxation, rate-effect on strength, and time to fail-

Table 2
Таблица 2
Aging degree parameters for UHPC and low strength concrete
Параметры степени старения
ультравысокофункционального бетона (УНПС)
и бетона с низкой прочностью

Type	$T_T, ^\circ\text{C}$	T_{ref}	n_t	A_λ	α_0
UHPC	120	22	0.1	0.2	0.278
Low strength concrete	100	20	0.3	0	0

Table 3
Таблица 3

Aging degree parameters for UHPC and low strength concrete
Параметры степени старения для УНПС и бетона низкой прочности

Type	E_0^∞, GPa	a_E	n_E	$\sigma_t^\infty, \text{MPa}$	a_t	n_t	l_t^∞, mm	k
UHPC	75	0	1	13.3	0	2.33	10.6	22.2
Low strength concrete	63	0.36	12.51	3.52	0.32	7.24	174.4	1.84

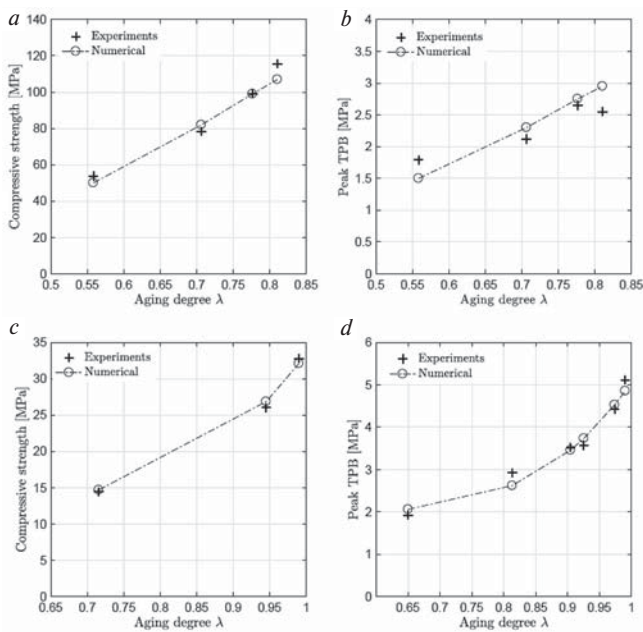


Fig. 4. Results of calibrated framework for compressive strength of UHPC (a); peak of three point bending TPB for UHPC (b); compressive strength for low strength concrete (c); and peak of three point bending for low strength concrete (d)

Рис. 4. Результаты построения калибровочных рамок для прочности при сжатии высокофункционального бетона (УНПС) (а); пик трехточечного изгиба (ТПВ) для высокофункционального бетона УНПС (b); прочность при сжатии бетона низкой прочности (с); и пик трехточечного изгиба для бетона низкой прочности (d)

ure. This is the case of the work of Zhou [88], in which bending time-to-failure tests on notched and unnotched beams in a three-point bending configuration and creep relaxation tests on notched cylinders under tensile loading were executed. Many researchers and engineers still differentiate between linear and nonlinear creep. However, the numerical simulations of the Zhou's data will demonstrate that the apparent nonlinear creep can be explained by a series coupling of linear creep and damage at the mesoscale level. Also, the compressive and tensile creep can be represented by the same model since the creep is rooted in the mesoscale behavior irrespective of the macroscopic loading direction.

Zhou performed tests on concrete with cement content, $c=420 \text{ kg/m}^3$, $w/c=0.55$, and aggregate to ce-

ment ratio of $a/c=3.81$ with crushed stone aggregates of 24 mm diameters. The concrete mechanical properties are compressive strength of $f_{c28}=38 \text{ MPa}$ at 28-days, modulus of elasticity of $E=36\pm 2 \text{ GPa}$, tensile strength $f_t=2.8\pm 0.2 \text{ MPa}$, and fracture energy $GF=82\pm 9 \text{ Nm/m}^2$. The table 4 presents the geometry and the number of specimens tested for the quasi-static tensile and fracture tests, the tensile relaxation tests, the rate tests and the time-to-failure creep tests.

The model's calibration is not a simple task for this set of experimental data, since the rate dependent phenomena cannot be isolated from other tests. Even in quasi-static tests with a finite duration during which creep and rate-effect exist. Therefore, creep and the loading rate dependence have to be active in the model during the calibration of the static LDPM parameters. To overcome this challenge an iterative procedure has been adopted: a first sequence of parameter calibrations followed by a second iteration that include all the different aforementioned contributions to optimize the calibrated parameters, if necessary. The adopted calibration strategy follows the following steps: (1) calibration of creep parameters on relaxation or creep data at low load levels without damage using the relaxation tensile test on NC specimens that were loaded such that the notch opening reached 0.05 mm within 5 minutes and then it was kept constant for the next hour; (2) calibration of LDPM mesoscale static parameters on quasi-static data accounting for creep using the uniaxial compression tests, the notched cylinders (NC) tested under tensile loading and the notched prisms (NP) tested for three-point-bending; (3) calibration of the rate effect parameters on experiments performed with four strain rates on NP specimens; (4) iterative improvement of calibrations to account for interactions of rate-dependence, creep and damage. The latter is especially important since only creep tests at moderate to high load levels are available and damage contributes to the observed response. A complete calibration procedure should also include the determination of the HTC parameters. Unfortunately, for the considered experimental investigation no information about the

Table 4
Таблица 4

Zhou data: Overview of the specimen geometry and number of tests
Данные Чжоу: Краткий обзор геометрии образцов и количества испытаний

Tests type	ID	Geometry, mm	No of tests	Property
Tension	NC	64×60	5	Tensile strength
Fracture	NP	840×100×100	6	Fracture Energy
Relaxation	NC	64×60	6	Creep (Relaxation)
Rate	NP	640×50×50	14	Stress at peak
Creep	NP	840×100×100	14	Creep rupture
Creep	UP	320×50×50	12	Creep rupture

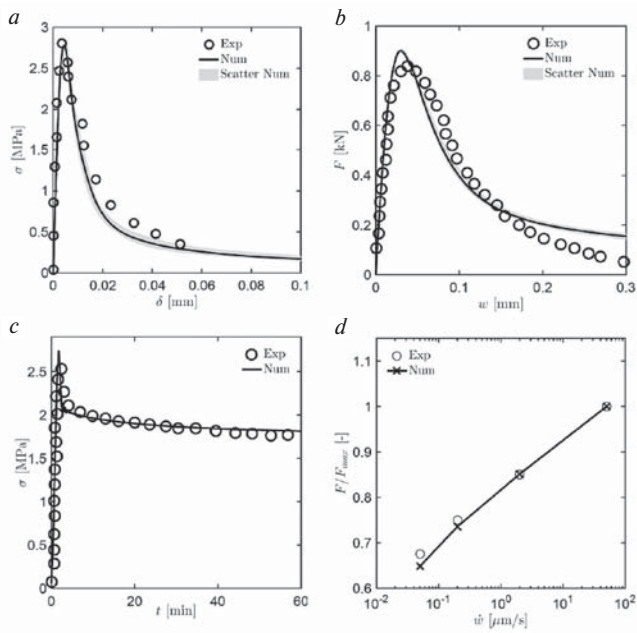


Fig. 5. Calibration of the mechanical parameters using data in [88]: tensile notched cylinder (a) and three point bending test (b) for the LDPM static parameters; creep stress relaxation test for LDPM creep parameters (c); three point bending testes with different loading rates to calibrate the LDPM rate parameters (d)

Рис. 5. Калибровка механических параметров с использованием данных из [88]: цилиндр с надрезом на растяжение (a) и испытание на трехточечный изгиб для статических параметров решетчатой модели дискретных частиц (b); испытание на релаксацию напряжения ползучести для параметров ползучести LDPM (c); испытания на трехточечный изгиб с разными скоростями нагружения для калибровки параметров скорости LDPM (d)

hydration kinetics is provided. Thus, the parameters from literature [46] were adopted see in Table the sixth column. All the tests of Zhou’s data were performed at a concrete age of approximately 4 months and the test duration were relatively short with a maximum of 0.12 days. Therefore, the hydration degree, as well as the pore humidity and the temperature, can be considered to be constant during the all the tests.

The calibration of the creep parameters is performed by simulating the relaxation tests on NC. Fig. 5c shows the fitting of the creep calibration with the experimental result. As a consequence of the prescribed displacement history, the load on the specimen reached about 75% of the maximum load obtained from the quasi-static tests. At this load level, micro-cracking surely happened and certainly influenced the relaxation process, which can be captured through the damage model on the level of facets. The calibrated model parameters for creep are $\xi_1=2 \times 10^{-5}$ [MPa⁻¹] and $\xi_2=2.8 \times 10^{-6}$ [MPa⁻¹].

The LDPM parameters are calibrated to match simultaneously the above mentioned experimental compressive strength and elastic modulus, and the experimental stress-notch opening curve of the notched cylinder under tensile loading. The compressive strength value was cor-

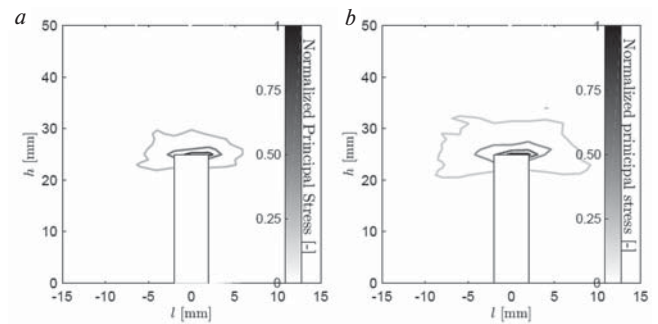


Fig. 6. Maximum principal stresses normalized to their maximum value for the a – lowest and b – highest of the rate tests of Zhou’s data at the peak of the sustained load

Рис. 6. Максимальные основные напряжения, нормализованные к их максимальному значению, для: a – наименьшего и b – наибольшего из результатов испытаний, по данным Чжоу, на пике длительной нагрузки

rected with an aging function taken from the European Code and a simulation was performed on a cubic specimen with an edge size of 100 mm. The results of the fitted tensile tests are reported in Fig. 5a. Following the proposed calibration sequence, the entire process was repeated having the creep and rate effect active and adjusting the mesoscale characteristic length to $l_f=210$ mm instead of $l_f=195$ mm, which was its initially calibrated value. In Fig. 5b one can see the excellent agreement also for the TPB simulation with a deflection rate of 5 $\mu\text{m/s}$. The identified mesoscale static LDPM parameters are $Age=120$ days, $E_0=65$ GPa, $\alpha=0.25$, $\sigma_t=2.6$ MPa, $l_f=210$ mm, $\sigma_s/\sigma_t=3$, $\mu_0=0.2$, and $n=0.9$. The effective modulus, E_0 , represents the instantaneous modulus without any creep effect [49].

Finally, the tests performed with different loading rates are adopted to calibrate the rate effect parameters, in particular, the three point bending specimens tested with loading rates of 0.05, 0.2, 2, and 50 $\mu\text{m/s}$. Fig. 5d shows the best fitting of the relative peak load (relative to the peak load of the highest rate) obtained for the different loading rates. The numerical model is capable of catching the increase in the peak load with increasing loading rate and, as shown in Fig. 6a and Fig. 6b, a larger volume in which a higher fracture energy is dissipated. This means, as previously shown in [89], that the concrete behavior becomes more brittle as the loading rate decreases. Similar behavior has also been observed for thermally damaged concrete, in which the higher the temperature of the thermal treatment, the more ductile is the material behavior [90, 91]. The identified rate-effect LDPM parameters are $\kappa_0=1 \times 10^{-2}$ (MPa days)⁻¹ and $\kappa_1=7$ MPa/K.

After the calibration of all three model components, the computational framework is adopted to simulate experimental data that have not been used for the calibration and, in this step, no model parameter is further adjusted. The time-to-failure curves for the flexural creep tests of Zhou serve for the validation. The failure times are

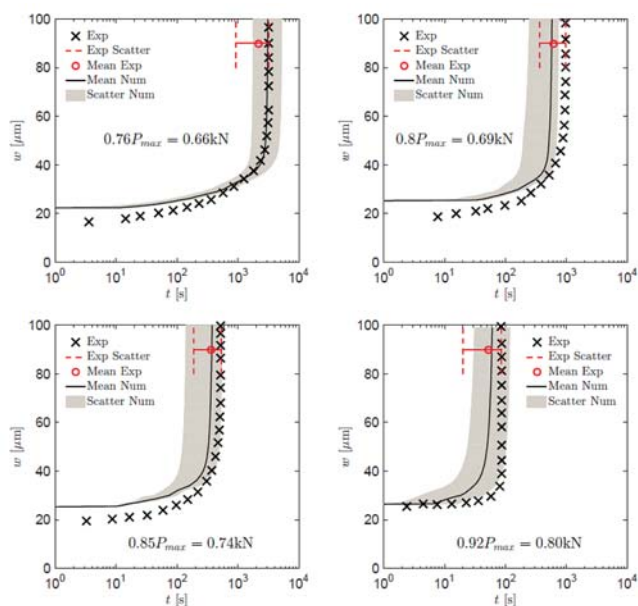


Fig. 7. Zhou's notched prism tests: Experimental and numerical crack opening vs. time curves for different load levels

Рис. 7. Испытания Чжоу призмы с надрезом: экспериментальные и численные кривые зависимости раскрытия трещины от времени для различных уровней нагрузки

determined as the time when the reaction forces on the supports dropped significantly giving a dynamic behavior of the numerical simulation.

The results clearly show that the behavior of concrete under moderate to high load levels can be predicted with a constitutive model that combines in series a linear creep model with a rate-dependent fracture model.

As for model calibration, also for the time to failure simulations, three different realizations are run for each problem resulting in a numerical scatter in the obtained times to failure. The sustained load levels for the simulations are based on the mean peak values of the respective quasi-static simulations. First, simulations of sustained load tests on notched and unnotched beams in [88] are carried out. The load levels are selected to be the same as those from the experimental tests: 76%, 80%, 85%, and 92% of the peak load (P_{max}) of the test with a deflection rate of $5 \mu\text{m/s}$.

Fig. 7 shows the crack opening-time curves for the different considered load levels. The solid lines represent the mean numerical crack opening evolution (mean of three repetitions), while the envelope illustrates their scatter. The simulations are compared to the one experimental curve per load level provided in [88], which is represented by the x markers. Zhou also reported the experimental failure times for all tests, so the vertical red dashed lines in Fig. 7 denote the minimum and maximum experimental time to failure observed. The comparison between the numerical and experimental results shows excellent agreement in terms of time to failure and related scatter for all the load levels.

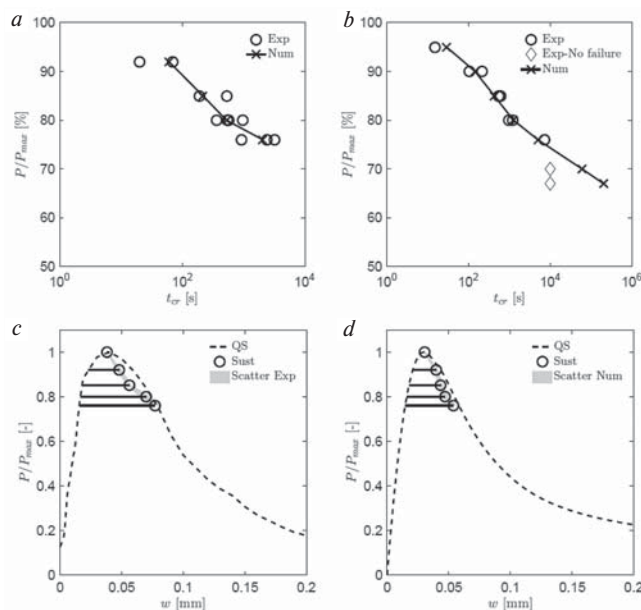


Fig. 8. Three-point-bending of Zhou's data [88]: experimental and numerical time to failure plots of flexural creep for (a) notched and (b) unnotched specimens; normalized load crack opening curve obtained experimentally (c) and numerically (d)

Рис. 8. Трехточечный изгиб, по данным Чжоу [88]: экспериментальные и численные графики времени до разрушения ползучести при изгибе для (a) образцов с надрезом и (b) образцов без надреза; кривая раскрытия трещин при нормированной нагрузке, полученная экспериментально (c) и численно (d)

Additionally, also flexural creep tests on unnotched prisms were investigated based on the available experimental data. Specimens were loaded at 95, 90, 85, 80, 76, 70, and 67% of the reference load. In Fig. 8, numerical and experimental times to failure are plotted for the different load levels for both notched and unnotched prisms. The numerical results for both cases are in very good agreement with the measured data. In Fig. 8b the results of unnotched beams are shown. The diamond markers represent the tests which didn't fail within 10,000 s (2.78 hours). Nevertheless, for these two load levels, which were 70 and 67%, respectively, the failure times were numerically predicted as 17 hours and 2.3 days, respectively.

Furthermore, it is interesting to note in Fig. 8a, for notched beams, the change of slope at the 76% load level. The slope is diverging from a typical power law that is assumed to describe the failure in relation to the load level [92]. This is more pronounced in the case of the unnotched specimens (Fig. 8b), where also lower load levels are involved. In [88] the strain failure limit of the creep tests under high load levels is also observed. Fig. 8c shows the experimental load-crack opening data for different load levels compared to the quasi-static test. The same results obtained from the numerical analyses are plotted in Fig. 8d. Both figures show very good agreement where the rupture occurs at CMOD values which are slightly less compared to the corresponding CMOD

value obtained from the quasi-static test or simulation. In case of the experiments this reduction is between 1–4%, while for the numerical case is among 2–9%.

It is also worth remarking that two different sources of time dependence are employed in the numerical framework: the creep of the material and the rate effect on crack opening. The presented numerical simulations demonstrate the importance of considering both sources of time-dependence that, for all considered load levels, must be considered to predict the correct concrete time-to-failure, more details can be found in [89, 75].

2.4. ASR coupled with Creep and shrinkage

This section presents numerical simulations of experimental data relevant to reinforced concrete elements undergoing ASR deformations in different environmental conditions, more details can be found in [49]. Three sets of experiments were considered as presented in [93]. The first the mechanical properties were characterized using cylindrical specimens (320 mm length and 160 mm in diameter) with uniaxial compression tests and Brazilian splitting tests. Also tests to evaluate the free ASR expansions lasting 480 days were performed under three different relative humidity conditions: saturation, completely sealed, and 30% RH. Besides that, full scale (3 m long and 250×500 mm cross-section) simply supported

beams were monitored to measure their long-term deformation and the internal humidity profile. Only the self-weight load was applied. Beams were kept at a temperature of 38°C with both lateral sides sealed, so a 1D humidity profile was created along the beam by immersing its bottom 7 cm in water and leaving the top surface at a fixed relative humidity of 30%. Five different beams were tested: 2 were nonreactive control beams with and without reinforcement (labeled here as NPC and NRC, respectively); one reactive plain concrete (labeled here as RPC) beam and two reactive reinforced concrete beams with different (0.45% and 1.8%) longitudinal reinforcements (labeled here as RRC1 and RRC2, respectively). For HTC numerical simulations, all samples (cylinders, prisms, and beams) were discretized with 3D Tetrahedral finite element meshes made full use of any possible symmetry, i. e., only 1/8 of both cylinders and prisms, and 1/4 of the beams is considered. For the LDPM systems, all cylinders and prisms were fully meshed, but the symmetry was used also for the LDPM beam specimens. Fig. 9a shows the HTC and LDPM meshes for the cylinder. LDPM and HTC beams are also shown in Fig. 9c and d, respectively.

The experimental data in [93] did not consider tests to identify cement hydration parameters. For this reason, they were assumed based on existing literature as report-

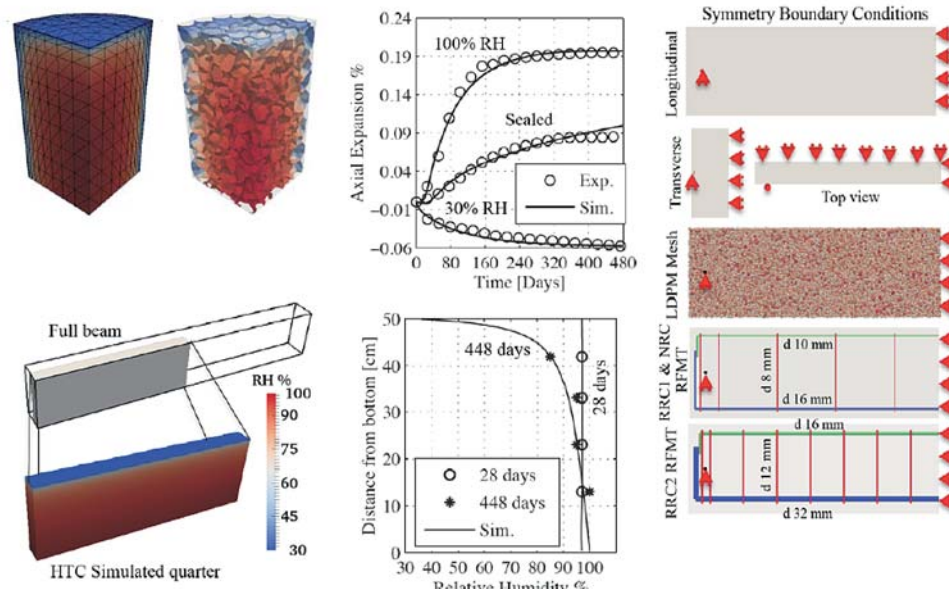


Fig. 9. a – 1/8th HTC cylindrical mesh colored by the values of the relative humidity (RH) field for the drying case at 420 days, and the corresponding interpolated values of RH into LDPM facet centroids; b – experimental and numerically simulated average axial expansions of both cylinders and prisms under fully saturated, sealed and 30% RH exposure conditions; c – beam simulated geometry, showing symmetry boundary conditions, LDPM generated mesh and reinforcements for NRC, RRC1 and RRC2 beams (aggregate are colored by their relative size); d – HTC mesh colored by the RH field at 448 days showing the quarter that was simulated; e – experimental and numerically simulated RH values along the depth of the beam at 28 and 448 days

Рис. 9. а – 1/8 цилиндрической гидротермохимической (HTC) сетки, окрашенная значениями поля относительной влажности (RH) для случая высушивания в 420 дней, и соответствующие интерполированные значения RH в гранях точки приложения равнодействующей LDPM; б – экспериментальные и численно смоделированные средние осевые расширения, как цилиндров, так и призм в условиях полного насыщения, герметичного выдерживания и воздействия 30% относительной влажности; в – моделируемая геометрия балки, показывающая граничные условия симметрии, генерируемую сетку LDPM и армирование для балок NRC, RRC1 и RRC2 (заполнители окрашены в соответствии с их относительным размером); (д) сетка HTC, окрашенная полем RH через 448 дней и показывающая смоделированную четверть; е – экспериментальные и численно смоделированные значения относительной влажности по глубине балки в возрасте 28 и 448 дней

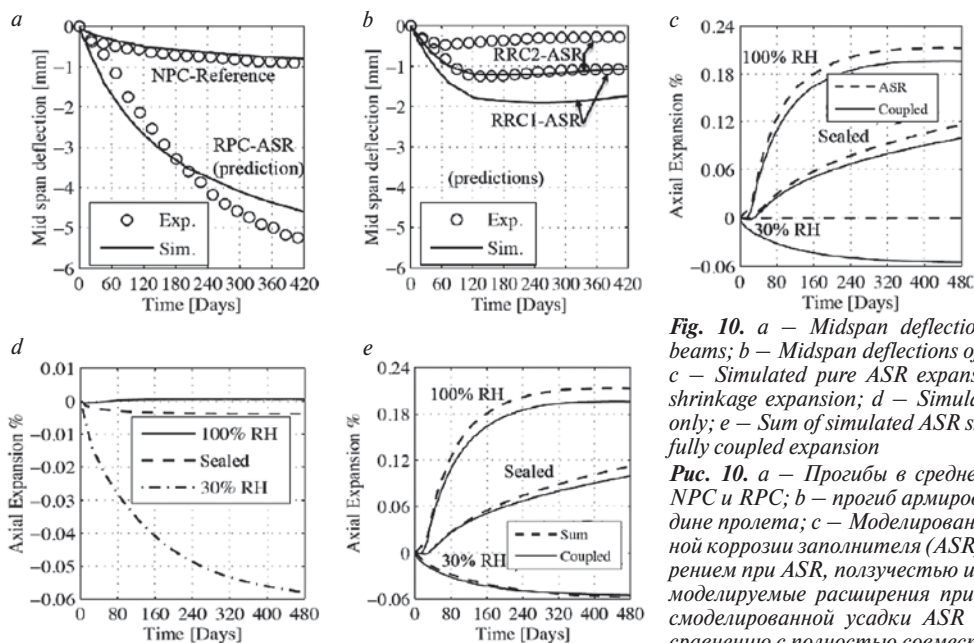


Fig. 10. a – Midspan deflections of unreinforced NPC and RPC beams; b – Midspan deflections of reinforced RRC1 and RRC2 beams; c – Simulated pure ASR expansion versus coupled ASR, creep and shrinkage expansion; d – Simulated creep and shrinkage expansions only; e – Sum of simulated ASR shrinkage and creep expansions versus fully coupled expansion

Рис. 10. а – Прогибы в среднем пролете неармированных балок NPC и RPC; б – прогиб армированных балок RRC1 и RRC2 в середине пролета; в – Моделирование чистого расширения при щелочной коррозии заполнителя (ASR) в сравнении с совместным расширением при ASR, ползучестью и расширениями усадки; д – только моделируемые расширения при ползучести и усадке; е – сумма моделированной усадки ASR и расширения при ползучести по сравнению с полностью совместным расширением

ed in Table 1 and taken from [46]. The relative humidity measurements from the NPC beam were used to calibrate other HTC model parameters. The 4 sensors placed at 8, 17, 27 and 37 cm from the top drying surface of the beam to record the relative humidity evolution during the tests. The identified parameters or the assumed HTC parameters from [46] (for lack of specific experimental data) are reported in the last column of Table 3.3.

Fig. 9b shows the best fitting with excellent agreement between the simulated humidity profile and the reported sensor data from [93]. It must be considered here that most of the relative humidity sensors have an error of about 1% to 2% in the middle range of relative humidity (20% to 80%) and around 2% to 4% close to saturation and dry conditions. Fig. 9d shows the HTC mesh for one quarter of the beam, colored by relative humidity at 14 months from curing (448 days).

Given the HTC parameters, the internal relative humidity change in the cylinder kept in an environment with 30% of relative humidity is known. So, its axial deformation history can be used to identify the shrinkage coefficient a_h . This gives $a_h=9 \times 10^{-4}$ which is in excellent agreement with typical values reported in the literature [53]. The thermal expansion/contraction coefficient $a_T=1 \times 10^{-5}$. Simulated vs experimental deformation curves are shown in Fig. 9c and the two curves are nearly identical. The simulation results are the average of both cylinders and prisms axial deformations at 30% relative humidity exposure, while the experimental curve is the cylinder axial deformation only [93]. The reported deformations are measured after 28 days of curing before the beams were resting on ground. The reported quasi-static elastic modulus was used to calibrate the parameter E_0 . The meso-scale creep compliance at 28 days of age and

0.001 load duration can be assumed to be equal to the reciprocal of the apparent LDPM normal modulus at 28 days $E_{28}=E_0(28 \text{ days})=1/J(28,0.001)$ as typically accepted in the literature [94, 95]. It can be assumed that $\xi_1=2.3/E_0$ based on average ratios of their values in the extensive calibrations in [53]. With this assumption, three independent parameters E_0 , ξ_2 and κ_1 need to be calibrated using 2 different tests: the test to measure the elastic modulus according to the ASTM C469 method [96] and the NPC beam deflection history. In the elastic modulus test, since the contribution of the viscous creep is very small, it is mainly calibrating E_0 . The second test is the simulation of the NPC beam mid-span deflection history whose slope is mainly governed by ξ_2 . Following this procedure, the calibrations yielded $E_0=133.33 \text{ GPa}$, $n_{\bar{\alpha}}=1.9$, $\xi_1=1.75 \times 10^{-5} \text{ MPa}^{-1}$, $\kappa_1=19 \text{ MPaK}$ and $\xi_2=7 \times 10^{-6} \text{ MPa}^{-1}$. Using those value, the simulated elastic modulus is 37.7 GPa and the experimentally reported value was 37.3 GPa. Fig. 10a shows the relevant experiments versus simulations comparison that match well the deformation trend and magnitude over most of the time history up to the end.

LDPM parameters were calibrated based on reported values of compressive strength, $f'_c=38.4 \text{ MPa}$, and splitting tensile strength, $f'_t=3.2 \text{ MPa}$. The identified LDPM parameters were: meso-scale tensile strength, $\sigma_t=4.75 \text{ MPa}$; shear strength ratio, $\sigma_s/\sigma_t=3.07$; and meso-scale tensile characteristic length, $l_t=75 \text{ mm}$. Other parameters were assumed based on existing literature see [49]. The averages of the simulated concrete properties are: $f'_{c,num}=38.41 \text{ MPa}$ and $f'_{t,num}=3.19 \text{ MPa}$, which match the given experimental data with an error smaller than 0.026% and 0.31%, respectively.

The already calibrated HTC, creep, shrinkage and LPDM parameters are used with no changes for the ASR

parameter calibration procedure. This is the only reasonable approach for the calibration process, since the ASR evolution presents a visco-elastic feature that can render the simulated ASR expansion unreliable. Similarly, the HTC model parameters are extremely important because they characterize the h and T fields that affect ASR processes (gel formation and its expansion). It is worth mentioning that the identified ASR parameters are relevant to $T=38^\circ\text{C}$, which was the temperature at which the tests were performed [93]. The identification of ASR parameters was executed first by the calibration of ASR evolution parameters at full saturation and then by the identification of the parameters that govern the effects of relative humidity on ASR induced expansion.

Since the ASR expansion is characterized by two main processes, i.e., the gel formation and water imbibition, the calibration procedure should decouple them. It is possible to fit an ASR expansion curve by over- or under-estimating one process rate and doing the opposite with the other one especially if the ASR expansion curve does not reach an asymptotic value within the experimental testing period. By examining the axial deformation curves for the 100% case for both cylindrical and prismatic samples in [93], it is clear that they reach a plateau at about 420 days. This means that the largest aggregate pieces have to react completely around 420 days. Since the temperature is constant throughout the test period, only κ_z^1 needs to be calibrated to adjust the time of full aggregate reaction as $\kappa_z^1=2.62 \times 10^{-10} \text{ m}^5/(\text{kg day})$. In the actual experiments, the fine aggregate was not reactive while the coarse aggregate ($>4 \text{ mm}$ in diameter) was reactive therefore all reactive aggregate could have been modeled in LDPM. Next, the amplitude of the expansive deformation due to ASR and its profile also need to be fitted. In the model, its initial part is controlled by δ_c and \tilde{C}_i^1 while the amplitude is controlled by $\kappa_a \times \kappa_g \times \kappa_i$. In the reference experimental program [93], potassium hydroxide was added to the mixing water to raise the alkali content to 1.25% by cement mass of $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ as typically done in similar accelerated tests for ASR [97, 98]. Thus $c_a=c \times 1.25/100=410 \times 1.25/100=5.125 \text{ kg/m}^3$. This value is typically higher than the required saturation alkali content [47]. Therefore, the available alkali content is more than enough to react with all silica in aggregate. This leads to $\kappa_a=1.0$. Furthermore, as the gel composition and silica content are not known from [93], a reasonable estimate of $\kappa_g=689 \text{ kg/m}^3$ can be obtained based on previous works [47, 79]. This means that only κ_i , δ_c and \tilde{C}_i^1 are free parameters. The calibration now is simple, first, δ_c is set to zero, then, an initial estimate of κ_i is obtained. Next, \tilde{C}_i^1 is calibrated to match the linear slope of the middle stage of ASR expansion. Finally, to match the initial delay along with the final asymptote, δ_c is introduced along with adjusting κ_i . Then fine tuning is done for the three parameters.

This final step gives $\delta_c = 6.0 \times 10^{-6} \text{ m}$, $\tilde{C}_i^1 = 7.78 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{day}$, and $\kappa_i = 1.45 \times 10^{-2}$.

It must be mentioned here that the experimental data are largely scattered, therefore, the calibrations, discussed above, were performed on the average axial deformation of cylinders and prism samples. For more details on the reasons of this scatter, one can refer directly to [93], in which the main explanation was the different direction of concrete casting for prisms and cylinders.

At this point, only two parameters remain to be calibrated r_D and n_D . For this calibration, the average of experimental data for sealed samples (both cylinders and prisms) is used. The calibrated parameters are $r_D=3600$ and $n_D=2$. It must be noted here that the sealed samples had a relative humidity of 97% at 28 days. The fitted expansive deformation due to ASR is shown in Fig. 9b. It is worth noting also that the experimental program suffered from small water loss in the sealed samples as reported by [93], therefore, the slightly increasing final value in the numerical simulations that does not match the average can be explained by that moisture loss in the experiments.

At this point, all model parameters are fully calibrated, all effort was made to minimize redundancy and to keep the calibration process as uncoupled as possible. Now, the validation of the overall framework is performed against a completely different scale and range of conditions. The set of considered experiments consists of 3 different reactive beams tested in [93] with the same dimensions of the NPC beam used in the creep model calibration and Fig. 9c shows the geometry of the beams along with their reinforcement. As can be seen from Fig. 10a, a good matching between experimental and simulated responses is achieved for the RPC beam. In fact, this is an excellent prediction given that the scatter observed in experimental data used for ASR calibration was over 20%.

For the reinforced beams RRC1 and RRC2 (see Fig. 10b and c), the model correctly captures the different stages of the response: an increase in deflection in the beginning; then as time goes on, it starts to plateau, then finally, the deflection decreases back. For RPC, since no reinforcement is present, the ASR induced expansions in the bottom part are at their maximum and shrinkage of the top is also unrestrained, as a result, the beam bends down and never returns up again, but towards the end, the deflection rate slows down as both shrinkage and ASR induced deformations reach a plateau. The model captures very well the behavior, which means that it does represent the correct effects of humidity on ASR expansion, even if it overestimates the whole curve. The discrepancy can be partially explained again by the very large scatter in the experimental data and by the fact that only one beam sample of each type was tested.

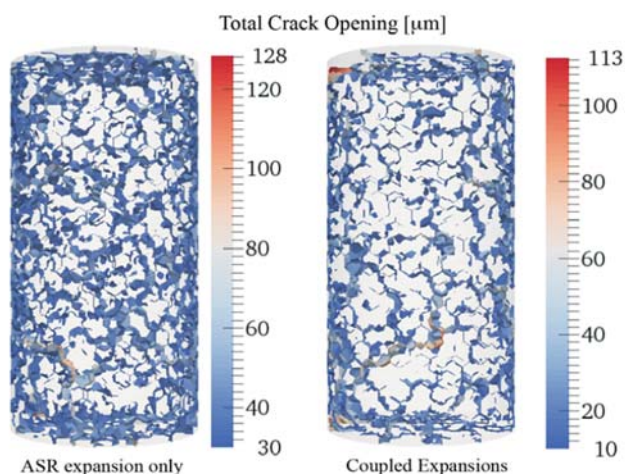


Fig. 11. Simulated crack pattern distribution due to ASR with coupling and without coupling with creep and shrinkage deformations

Рис. 11. Смоделированное распределение картины трещин, вызванных ASR, как связанных, так и несвязанных с деформациями ползучести и усадки

As shown here, the proposed framework is able to replicate full structural members deformations induced by ASR under varying environmental conditions, loads, and reinforcement arrangements based on small companion specimen's behavior. Simplified empirical models that can only estimate deformations without explicit evaluation of damage and stress transfer. They cannot be used to evaluate strength degradation and service life prediction. It must be remarked the coupling aspects to elucidate the unseen redistribution of cracking and stress relief as a result of creep-ASR coupling. Looking closely at Fig. 11, with a 30 µm crack opening cutoff, it is pretty clear that in the case of considering only ASR effect the specimen presents much more distributed small cracks and the maximum crack opening is 128 µm. Whereas in the case of fully coupled model (ASR expansion with creep and shrinkage) the specimen presents less distributed cracks (about 13% less cracking) with a maximum crack opening of 113 µm. Fig. 10c shows, for the fully coupled model and the ASR-only, the axial deformations versus time obtained under different conditions, namely 100% environmental RH, sealed condition, and 30% environmental RH. The effect of coupling is quite pronounced with a significant difference of 16.4% for sealed condition. Finally, as a proof that ASR does not significantly affect the calibration of the shrinkage coefficient based on the 30% RH case axial deformation, the simulated expansion with ASR-only model at 30% RH was only $1.27 \times 10^{-4}\%$.

To further understand the actual contributions to the observed deformation, the axial deformations due to shrinkage (and creep) were also simulated for the three different cases and are plotted in Fig. 10d. At 100% RH swelling is very small (only $5.6 \times 10^{-4}\%$) but a little shrinkage is observed in the sealed case which was $-3.8 \times 10^{-3}\%$. If this is subtracted from the coupled

case, the sealed expansion becomes 0.1033% and still the uncoupled ASR expansion is 12% higher than the coupled one. This means that for the sealed case, although the overall expansion is less, the creep affects more the overall deformation. This can be explained again in a fully coupled setting because, as the relative humidity drops, the microprestress decay is slowed down slightly and thus, more viscous strains can develop. In addition, the higher ASR imposed strains in the 100% RH case cause earlier cracking which, in turn, prevents these cracks from contributing to creep/relaxation of the internal stresses build up. It is very important here to notice that, if a continuum-based formulation is used, all these meso-scale phenomena cannot be explicitly captured and, on the contrary, they have to be phenomenologically assumed. Thanks to the discrete approach that mimics the concrete internal structure and heterogeneity, this framework allows for clear understanding of the coupling mechanisms and their interactions. As a final clarification here, the sum of shrinkage/swelling and ASR deformations is compared to their corresponding result of the coupled model in Fig. 10e and, again, at 100% RH the sum overestimates the coupled one by 8.8%, the sealed one is 12.6% overestimated, and at 30% RH no large difference is observed.

3. Conclusions

This study presented a numerical 3D mesoscopic approach based on the Lattice Discrete Particle Model (LDPM) for the characterization of the long- and short-term mechanical behavior of concrete that simulates coupled thermal, shrinkage and creep deformations and ASR damage. The framework accounts for variations in environmental conditions including temperature and moisture changes as well as concrete aging as a function of cement hydration. All phenomena are translated into imposed strains, that are applied to the Lattice Discrete Particle Model which simulates concrete mechanical behavior including cracking and damage in a discrete setting at its meso-scale (length scale of large aggregate pieces). The framework is fully calibrated based on small samples experimental and then validated using plain concrete and reinforced concrete elements. The obtained results suggest the following conclusions.

- The framework can predict effectively creep and shrinkage deformations for both sealed and drying conditions under temperature variation, humidity changes, loading and unloading at different loading ages. Also, predictions were relevant to old concretes with only cement as the binder as well as modern concretes with both cement and other cementitious materials.
- The framework can also predict effectively the non-linear creep response of concrete in which the apparent macroscopic stress-dependence of creep can be ex-

plained by a series coupling of linear visco-elasticity and a rate-dependent damage model at the meso-scale without any cross effect.

- The framework can predict degradation phenomena, such as ASR that takes a few years to multi-decades depending on moisture and temperature conditions as well as cement chemistry and aggregate mineralogy making ASR in full interaction with other aging and deterioration phenomena like creep, shrinkage and thermal expansions. It is shown in this work that Simple addition of the deformation induced by these phenomena is incorrect because the different phenomena are nonlinearly coupled.

- The meso-scale modeling reveals the sub-scale interactions between coupled phenomena that are not seen at the macroscopic length scale. Namely, for the case of ASR induced free expansion, only modeling of deformations at the meso-scale can capture meso-scale creep deformations and relaxation of meso-scale stress build up that are not seen at the macroscopic scale because the macroscopic stress is zero.

- The structural application of the meso-scale modeling reveals that the ASR expansions in reinforced concrete elements can lead to large internal forces build up and may lead to reinforcement yielding, reinforcement slippage, and partial bond loss.

References

1. Khan A.A., Cook W.D., Mitchell D. Creep, shrinkage, and thermal strains in normal, medium, and high-strength concretes during hydration. *ACI Materials Journal*. 94 (2).
2. Jirásek M., Bažant Z.P. *Inelastic Analysis of Structures*. J.Wiley&Sons, London and New York, 2002.
3. Bažant Z.P., Jirásek M. *Creep and hygrothermal effects in concrete structures*. Springer, Dordrecht, The Netherlands, 2018.
4. Bažant Z. Constitutive equation for concrete creep and shrinkage based on thermodynamics of multiphase systems. *Matériaux et Construction* 3 (1) (1970) 3–36.
5. Bažant Z., Chern J. Concrete creep at variable humidity: constitutive law and mechanism. *Materials and Structures*. 1985. Vol. 18, pp. 1–20.
6. Ulm F.J., Coussy O. Modeling of thermo-chemo-mechanical couplings of concrete at early ages. *Journal of Engineering Mechanics*. 1995. Vol. 121 (7), pp. 785–794.
7. Bažant Z.P. Prediction of concrete creep and shrinkage: past, present and future. *Nuclear Engineering and Design*. 2001. Vol. 203 (1), pp. 27–38.
8. Jennings H.M. Colloid model of C-S-H and implications to the problem of creep and shrinkage. *Materials and Structures*. 2004. Vol. 37 (1), pp. 59–70.
9. Pichler C., Lackner R. A multiscale creep model as basis for simulation of early age concrete behavior. *Computers and Concrete*. 2008. Vol. 5 (4), pp. 295–328.
10. Scheiner S., Hellmich C. Continuum micro-visco-elasticity model for aging basic creep of early-age concrete, *Journal of Engineering Mechanics* 135 (4) (2009) 307–323.
11. Jirásek M., Havlásek P. Accurate approximations of concrete creep compliance functions based on continuous retardation spectra. *Computers & Structures* 135 (2014) 155–168.
12. Faber O. Plastic yield, shrinkage, and other problems of concrete, and their effect on design. In: *Minutes of the Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 225, ICE Publishing, London, UK, 1927/28, pp. 27–76, with discussion 76–130.
13. Glanville W. *Studies in reinforced concrete-iii, the creep or flow of concrete under load*. *Build. Res. Tech. Pap.* 1930. No. 12, pp. 1–39.
14. Bažant Z. Prediction of concrete creep effects using age-adjusted effective modulus method. *J. Am. Concr. Inst.* 1972. Vol. 69, pp. 212–217.
15. Chiorino M.A. A rational approach to the analysis of creep structural effects. In: N.J. Gardner, W. e. Weiss (Eds.), *Shrinkage and creep of concrete*, SP-227, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, MI, 2005, pp. 107–141, see also [40. and its included referenced literature by, among others, Maslov, Gvozdev, Mc Henry, Bažant, Mola et al.
16. Gitman I., Askes H., Sluys L. Coupled-volume multi-scale modelling of quasi-brittle material. *European Journal of Mechanics – A/Solids*. 2008. Vol. 27, pp. 302–327.
17. Skarzynski Ł., Tejchman J. Calculations of fracture process zones on meso-scale in notched concrete beams subjected to three-point bending. *European Journal of Mechanics – A/Solids*. 2010. Vol. 29 (4), pp. 746–760.
18. Benkemoun N., Hautefeuille M., Colliat J., Ibrahim-begovic A. Failure of heterogeneous materials: 3D meso-scale FE models with embedded discontinuities. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. 2010. Vol. 82, pp. 1671–1688.
19. Kim S., Al-Rub R.A., Meso-scale computational modeling of the plastic-damage response of cementitious composites. *Cement and Concrete Research*. 2011. Vol. 41, pp. 339–358.
20. Shahbeyk S., Hosseini M., Yaghoobi M. Mesoscale finite element prediction of concrete failure. *Computational Materials Science*. 2011. Vol. 50 (7), pp. 1973–1990.
21. Ren W., Yang Z., Sharma R., Zhang C., Withers P. Two-dimensional x-ray ct image based meso-scale

- fracture modelling of concrete. *Engineering Fracture Mechanics*. 2015. Vol. 133, pp. 24–39.
22. Zhou R., Song Z., Lu Y. 3D mesoscale finite element modelling of concrete. *Computers and Structures*. 2017. Vol. 192, pp. 96–113.
23. Jin R.Z.X.D.L., Xu J. Numerical study on the impact performances of reinforced concrete beams: a mesoscopic simulation method. *Engineering Failure Analysis*. 2017. Vol. 80, pp. 141–163.
24. Skarzynski Ł., Nitka M., Tejchman J. Modelling of concrete fracture at aggregate level using fem and dem based on x-ray mct images of internal structure. *Engineering Fracture Mechanics*. 2015. No. 10 (147), pp. 13–35.
25. Suchorzewski J., Tejchman J., Nitka M. Discrete element method simulations of fracture in concrete under uniaxial compression based on its real internal structure. *International Journal of Damage Mechanics*. 2017. Vol. 27 (4), pp. 578–607.
26. Hentz S., Daudeville L., Donzé F. Identification and validation of a discrete element model for concrete. *Journal of Engineering Mechanics*. 2004. Vol. 130 (6), pp. 709–719.
27. Dupray F., Malecot Y., Daudeville L., Buzaud E. Mesoscopic model for the behavior of concrete under high confinement. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2009. Vol. 33, pp. 1407–1423.
28. Donzé F., Magnier S., Daudeville L., Mariotti C. Numerical study of compressive behavior of concrete at high strain rates. *Journal of Engineering Mechanics*. 1999. Vol. 122 (80), pp. 1154–1163.
29. Nitka M., Tejchman J. Modelling of concrete behavior in uniaxial compression and tension with dem. *Granular Matter*. 2015. Vol. 17 (1), pp. 145–164.
30. Groh U., Konietzk H., Walter K. et al. Damage simulation of brittle heterogeneous materials at the grain size level. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*. 2011. Vol. 55, pp. 31–38.
31. Lilliu G., Mier J. van 3D lattice type fracture model for concrete. *Engineering Fracture Mechanics*. 2003. Vol. 70, pp. 927–941.
32. Herrmann H., Hansen A., Roux S. Fracture of disordered, elastic lattices in two dimensions. *Physical Review B*. 1989. Vol. 39, pp. 637–647.
33. Kozicki J., Tejchman J. Modelling of fracture processes in concrete using a novel lattice model. *Granular Matter*. 2008. Vol. 10, pp. 377–388.
34. Cusatis G., Pelessone D., Mencarelli A. Lattice discrete particle model (LDPM) for concrete failure behavior of concrete. I: Theory. *Cement and Concrete Composites*. 2011. Vol. 33 (9), pp. 881–890.
35. Bolander J., Saito S. Fracture analyses using spring networks with random geometry. *Engineering Fracture Mechanics*. 1998. Vol. 61, pp. 569–591.
36. Bolander J., Sukumar N. Irregular lattice model for quasistatic crack propagation. *Physical Review B*. 2005. Vol. 71 (9). 094106.
37. Asahina D., Aoyagi K., Kim K., Birkholzer J., Bolander J. Elastically-homogeneous lattice models of damage in geomaterials. *Computers and Geotechnics*. 2017. Vol. 81, pp. 195–206.
38. Kawai T. New discrete models and their applications to seismic response analysis of structures. *Nuclear Engineering and Design*. 1978. Vol. 48, pp. 207–229.
39. Carol I., Lopez C., Roa O. Micromechanical analysis of quasi-brittle materials using fracture-based interface elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. 2001. Vol. 52, pp. 193–215.
40. Chiorino M.A. Analysis of structural effects of time-dependent behaviour of concrete: an internationally harmonized format – recent updates. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2019. No. 2, pp. 4–18. May 2021 issue of the same Journal.
41. Cusatis G., Mencarelli A., Pelessone D., Baylot J., Lattice discrete particle model (LDPM) for failure behavior of concrete. II: calibration and validation. *Cement and Concrete Composites*. 2011. Vol. 33 (9), pp. 891–905.
42. Reza khani R., Cusatis G. Generalized mathematical homogenization of the lattice discrete particle model. *In: Proceedings of the 8th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, FraMCoS*. 2013, Toledo, Spain, 2013, pp. 261–271.
43. Alnaggar M., Cusatis G. Automatic parameter identification of discrete mesoscale models with application to the coarse-grained simulation of reinforced concrete structures. *In: J. Carrato, J. G. Burns (Eds.), 20th Analysis and computation specialty conference, American Society of Civil Engineers*. 2012, pp. 406–417.
44. Cusatis G., Reza khani R., Alnaggar M., Zhou X., Pelessone D. Multiscale computational models for the simulation of concrete materials and structures. *Computational Modelling of Concrete Structures*; CRC Press: Boca Raton, FL, USA (2014) 23–38.
45. Luzio G.Di, Cusatis G. Hygro-thermo-chemical modeling of high-performance concrete. I: Theory. *Cement and Concrete Composites*. 2009. Vol. 31 (5), pp. 301–308.
46. Luzio G.Di, Cusatis G. Hygro-thermo-chemical modeling of high-performance concrete. II: Numerical implementation, calibration, and validation. *Cement and Concrete Composites*. 2009. Vol. 31 (5), pp. 309–324.
47. Alnaggar M., Cusatis G., Luzio G.Di Lattice discrete particle modeling (LDPM) of alkali silica reaction

- (ASR) deterioration of concrete structures. *Cement and Concrete Composites*. 2013. Vol. 41, pp. 45–59.
48. Abdellatef M., Alnaggar M., Boumakis G., Cusatis G., Luzio G.Di, Wendner R. Lattice discrete particle modeling for coupled concrete creep and shrinkage using the Solidification-Microprestress theory. *In: CON-CREEP 10*. 2015, pp. 184–193.
49. Alnaggar M., Luzio G.Di, Cusatis G. Modeling time-dependent behavior of concrete affected by alkali silica reaction in variable environmental conditions. *Materials*. 2017. Vol. 10 (5). p. 417.
50. Bažant Z., Prasannan S. Solidification theory for concrete creep. I: Formulation, II: Verification and application. *Journal of Engineering Mechanics*. 1989. Vol. 115 (7), pp. 1691–1725.
51. Bažant Z.P., Hauggaard A.B., Baweja S., Ulm F.-J. Microprestress-solidification theory for concrete creep. I: Aging and drying effects. *Journal of Engineering Mechanics*. 1997. Vol. 123 (11), pp. 1188–1194.
52. Bažant Z.P., Cusatis G., Cedolin L. Temperature effect on concrete creep modeled by microprestress-solidification theory. *Journal of Engineering Mechanics 130 (Special Issue: Constitutive Modeling of Geomaterials)*. 2004, pp. 691–699.
53. Luzio G.Di, Cusatis G. Solidification-microprestress-microplane (SMM) theory for concrete at early age: Theory, validation and application. *International Journal of Solids and Structures*. 2013. Vol. 50, pp. 957–975.
54. Cervera M., Oliver J., Prato T. Thermo-chemo-mechanical model for concrete. I: Hydration and aging. *Journal of Engineering Mechanics*. 1999. Vol. 125 (9), pp. 1018–1027.
55. Pathirage M., Bentz D., Luzio G.Di., Masoero E., Cusatis G. The ONIX model: a parameter-free multiscale framework for the prediction of self-desiccation in concrete. *Cement and Concrete Composites*. 2019. Vol. 103, pp. 36–48.
56. Pantazopoulou S., Mills R. Microstructural aspects of the mechanical response of plain concrete. *ACI Materials journal*. 1995. Vol. 92 (6), pp. 605–616.
57. Powers T.C. Chemistry of cements. Academic Press, London, 1964, Ch. Physical Structure of Portland Cement Paste, pp. 391–416.
58. Gawin D., Pesanto F., Schrefler B.A. Hygro-thermo-chemo-mechanical modelling of concrete at early ages and beyond. part I: hydration and hygro-thermal phenomena. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. 2006. Vol. 67 (3), pp. 299–331.
59. Bažant Z.P. Thermodynamics of interacting continua with surfaces and creep analysis of concrete structures. *Nuclear Engrg. and Des.* 1972. Vol. 20, pp. 477–505.
60. Baroghel-Bouny V., Mainguy M., Lassabatere T., Coussy O. Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials. *Cement and Concrete Research*. 1999. 29, pp. 1225–1238.
61. Norling Mjonell K. A model on self-desiccation in high-performance concrete. *In: Self-desiccation and its importance in concrete technology Proceedings of the International Research Seminar*. Lund, Sweden. 1997, pp. 141–157.
62. Schaufert E.A., Cusatis G. Lattice discrete particle model for fiber reinforced concrete (LDPM-F): I. theory. *Journal of Engineering Mechanics*. 2012. Vol. 138 (7), pp. 826–833.
63. Schaufert E.A., Cusatis G., Pelessone D., O'Daniel J., Baylot J. Lattice discrete particle model for fiber reinforced concrete (LDPM-F): II. tensile fracture and multiaxial loading behavior. *Journal of Engineering Mechanics*. 2012. Vol. 138 (7), pp. 834–841.
64. Smith J., Cusatis G., Pelessone D., Landis E., O'Daniel J., Baylot J. Discrete modeling of ultra-high-performance concrete with application to projectile penetration. *International Journal of Impact Engineering*. 2014. Vol. 65, pp. 13–32.
65. Watstein D. Effect of straining rate on the compressive strength and elastic properties of concrete. *ACI Journal*. 1953. Vol. 49 (4), pp. 729–744.
66. Hughes B.P., Gregory R. Concrete subjected to high rates of loading in compression. *Magazine of Concrete Research*. 1972. Vol. 24 (78), pp. 25–36.
67. Reinhardt H.W. Strain rate effects on the tensile strength of concrete as predicted by thermodynamic and fracture mechanics models. *MRS Proceedings*. 1985. Vol. 64.
68. Mainstone R.J. Properties of materials at high rates of straining or loading. *Matériaux et Construction*. 1975. Vol. 8 (2), pp. 102–116.
69. Bischoff P.H., Perry S.H. Compressive behaviour of concrete at high strain rates. *Materials and Structures*. 1991. Vol. 24 (6), pp. 425–450.
70. Luzio G.Di, Cedolin L. Concrete response under dynamic loading. *Studies and Researches*. 2005. Vol. 25, pp. 155–176.
71. Wu Z.S., Bažant Z.P. Finite element modeling of rate effect in concrete fracture with influence of creep. *In: Creep and Shrinkage of concrete, Proceedings of the 5th International RILEM symposium*. Barcelona, Spain, 1993, pp. 427–432.
72. Smith J., Cusatis G. Numerical analysis of projectile penetration and perforation of plain and fiber reinforced concrete slabs. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2016. Vol. 41 (3), pp. 315–337.

73. Bažant Z.P., Xi Y. Continuous retardation spectrum for solidification theory of concrete creeps. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*. 1995. Vol. 121, pp. 281–288.
74. Luzio G.Di, Cedolin L., Beltrami C. Tridimensional long-term finite element analysis of reinforced concrete structures with rate-type creep approach. *Applied Sciences*. 2020. Vol. 10 (14), p. 4772.
75. Boumakis I., Luzio G.Di., Marcon M., Vorel J., Wan-Wendner R., Discrete element framework for modeling tertiary creep of concrete in tension and compression. *Engineering Fracture Mechanics*. 2018. Vol. 200, pp. 263–282.
76. Havlasek P., Jirásek M. Multiscale modeling of drying shrinkage and creep of concrete. *Cement and Concrete Research*. 2016. Vol. 85, pp. 55–74.
77. Masoero E., Luzio G.Di Nanoparticle simulations of logarithmic creep and microprestress relaxation in concrete and other disordered solids, *Cement and Concrete Research*. 2020. Vol. 137, p. 106181.
78. Alnaggar M., Cusatis G., Luzio G.Di A discrete model for alkali-silica-reaction in concrete. In: *Proceedings of the 8th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, FraM-CoS*. Toledo, Spain, 2013, pp. 1315–1326.
79. Alnaggar M., Cusatis G., Qu J., Liu M. Simulating acoustic nonlinearity change in accelerated mortar bar tests: A discrete meso-scale approach. *CRC Press*. 2014, pp. 451–458.
80. Bažant Z., Steffens A. Mathematical model for kinetics of alkali-silica reaction in concrete. *Cement and Concrete Research*. 2000. Vol. 30, pp. 419–428.
81. Saouma V., Xi Y. Literature review of alkali aggregate reactions in concrete dams, Report cu/sa-xi-2004/001, Department of Civil, Environmental, & Architectural Engineering University of Colorado (2004).
82. Wan L., Wendner R., Liang B., Cusatis G. Analysis of the behavior of ultra-high-performance concrete at early age. *Cement and Concrete Composites*. 2016. Vol. 74, pp. 120–135.
83. Czernuschka L.-M., Boumakis I., Nincevic K., Vorel J., Wan-Wendner R. Chemo-mechanical lattice discrete particle model for normal and high strength concrete, arxiv.org e-Print archive.
84. Pelessone D. MARS: Modeling and Analysis of the Response of Structures – User’s Manual, ES3, Beach (CA), USA (2009). URL <http://www.es3inc.com/mechanics/MARS/Online/MarsManual.htm>
85. Marcon M., Podroužek J., Vorel J., Wan-Wendner R. Inherent variability of lattice discrete particle model owing to different particle placement strategies. *Materials* (in review).
86. Abdellatef M., Boumakis I., Wan-Wendner R., Alnaggar M. Lattice discrete particle modeling of concrete coupled creep and shrinkage behavior: A comprehensive calibration and validation study. *Construction and Building Materials*. 2019. Vol. 211, pp. 629–645.
87. Bryant A.H., Vadhanavikkitt C. Creep, shrinkage-size, and age at loading effects. *ACI Materials Journal*. 1987. Vol. 84 (2), pp. 117–123.
88. Zhou F.P. Time-dependent crack growth and fracture in concrete, Dissertation, Lund University of Technology, Lund, Sweden (1992).
89. Luzio G.Di Numerical model for time-dependent fracturing of concrete. *Journal of Engineering Mechanics*. 2009. Vol. 135 (7), pp. 632–640.
90. Luzio G.Di, Muciaccia G., Biolzi L. Size effect in thermally damaged concrete. *International Journal of Damage Mechanics*. 2010. Vol. 19 (5), pp. 631–656.
91. Luzio G.Di, Biolzi L. Assessing the residual fracture properties of thermally damaged high strength concrete. *Mechanics of Materials*. 2013. 64, pp. 27–43.
92. Reinhardt H.W. Loading rate, temperature, and humidity effects, in: *Fracture Mechanics of Concrete: test method. RILEM 89-FMT*, 1992.
93. Multon S., Seignol J.-F., Toutlemonde F. Structural behavior of concrete beams affected by alkali-silica reaction. *ACI Materials Journal*. 2005. Vol. 102 (2), pp. 67–76.
94. Hubler M.H., Wendner R., Bažant Z.P. Statistical justification of model b4 for drying and autogenous shrinkage of concrete and comparisons to other models. *Materials and Structures*. 2015. Vol. 48 (4), pp. 797–814.
95. Wendner R., Hubler M.H., Bažant Z.P. Statistical justification of model b4 for multi-decade concrete creep using laboratory and bridge databases and comparisons to other models. *Materials and Structures*. 2015. Vol. 48 (4), pp. 815–833.
96. ASTM C469/C469M-14, Standard test method for static modulus of elasticity and poisson’s ratio of concrete in compression, Tech. rep., ASTM International, West Conshohocken, PA, USA. 2014.
97. ASTM C1293 Standard test method for concrete aggregates by determination of length change of concrete due to alkali-silica reaction., Tech. rep., Annual Book of ASTM Standards, vol. 04.02 (Concrete and Aggregates), ASTM International, Philadelphia (PA), USA. 2002.
98. CAN/CSA-A23.2-14A-14 Potential expansivity of aggregates (procedure for length change due to alkali aggregate reaction in concrete prisms). Tech. rep., CSA A23.2-00: Methods of Test for Concrete, Canadian Standards Association, Mississauga, ON, Canada. 2000.

В издательстве «Стройматериалы» вы можете приобрести специальную литературу

Монография «Защита деревянных конструкций»

Автор – Ломакин А.Д.

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



Монография «Производство деревянных клееных конструкций»

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

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



Учебное пособие «Химическая технология керамики»

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

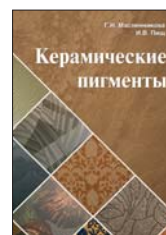
Освещены вопросы современного состояния технологии основных видов керамических изделий строительного, хозяйственно-бытового и технического назначения, а также различных видов огнеупоров. Главное внимание уделено основным процессам технологии керамики и ее свойствам. Подробно изложены характеристика различных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



Книга «Керамические пигменты»

Авторы – Масленикова Г.Н., Пищ И.В.

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



Книга «Технология производства стеновых цементно-песчаных изделий»

Авторы – Балакшин Ю.З., Терехов В.А.

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



Книга «Технология гипсовых отделочных материалов и изделий»

Автор – Федулов А.А.

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

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



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

