

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Строительный факультет

ПРОБЛЕМЫ СОВРЕМЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Материалы Международной научно-технической конференции

Минск, 24 мая 2022 г.

Минск
БНТУ
2022

УДК 69.624(06)

ББК 38я43

П78

Редакционная коллегия:

зав. кафедрой «Строительные конструкции»,
канд. техн. наук, доцент *В. В. Бондарь*;
профессор кафедры «Строительные конструкции»,
канд. техн. наук *В. Ф. Зверев*

Рецензенты:

декан строительного факультета БНТУ,
канд. техн. наук, доцент *С. Н. Ковшар*;
профессор кафедры «Геотехника и строительная механика»,
д-р техн. наук *А. А. Борисевич*

В сборник включены избранные статьи по материалам Международной научно-технической конференции.

Издание содержит материалы, раскрывающие проблемы и способы повышения качества подготовки кадров, результаты научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ, а также результаты о приведении в соответствие с европейскими нормами и стандартами национальных правовых актов в области строительства.

Предназначено для научно-педагогических работников, проектировщиков, студентов, магистров и аспирантов.

ISBN 978-985-583-861-7

© Белорусский национальный
технический университет, 2022



25.10.1934 – 07.10.2021

Сборник материалов научно-технической конференции посвящается памяти известного ученого, доктора технических наук, профессора, заслуженного деятеля науки Республики Беларусь, лауреата премий Совета Министров БССР и Совета Министров Республики Беларусь Тимофея Максимовича Пецо́льда

СОДЕРЖАНИЕ

Раздел I. Подготовка инженерных кадров в строительной отрасли

Минчукова М. Е.

Современное состояние и перспективы дистанционного обучения 8

Бондарь В. В., Неверович И. И.

О необходимости корректировки учебного плана специальности переподготовки «промышленное и гражданское строительство» в части дисциплины «железобетонные и каменные конструкции» 16

Шуберт И. М., Садовский Ю. И., Телеш Е. А., Щербина О. И.

Актуальные проблемы развития дистанционного обучения графическим дисциплинам студентов строительных специальностей 22

Раздел II. Совершенствование методов расчета и проектирования строительных конструкций

Баранчик А. В., Баранчик В. Г.

Испытание на восприятие изгибающего момента легкими композиционными двутавровыми деревянными балками согласно еота tr 002 26

Вабищевич Н. И., Сидорович Е. М.

Стержневые модели дискретных нагельных соединений. особенности их применения к расчету составных стержней 31

Зверев В. Ф., Сергиенко И. В.

К вопросу огнестойкости железобетонных конструкций 41

Котов Ю. Н.

Пространственная контактная деформация прямоугольной пластинки при условии ограничений на ее перемещения 44

Гиль А. И., Лазовский Е. Д.

Сопротивление изгибу неразрезных железобетонных балок с комбинированным армированием растянутой зоны над промежуточной опорой 52

<i>Згировский А.И., Руденков А. В.</i>	
Натурные испытания стальных ферм покрытия для повторного применения	60
<i>Сирош К. А.</i>	
Исследование напряженно-деформированного состояния регулярной системы железобетонных балок на изотропном основании	68
<i>Малиновский М. И., Шевко В. В.</i>	
Сравнительный анализ нормативных требований при проектировании монолитных железобетонных конструкций	80
<i>Шилов А. Е., Чечуха Е. Г.</i>	
Предложения по расчету и конструированию железобетонных колонн на основе анализа ТНПА разных страна	85
<i>Рак Н. А., Тур В. В.</i>	
Опыт создания отечественной нормативной базы по проектированию железобетонных конструкций и задачи по ее дальнейшему развитию	92
<i>Kashiripoor M. M., Rong Q.</i>	
3D printing in construction: benefits and problems.....	101
Раздел III. Информационные технологии	
<i>Стрелюхин А. В.</i>	
Компьютерное моделирование магнитного состояния протяженного ферромагнитного объекта со структурной неоднородностью	110
Раздел IV. Экономика и организация строительства	
<i>Абаканов Ж. Л.</i>	
Нормирование труда в строительстве как элемент календарного планирования.....	113
<i>Соколовская А. В., Григорьева Н. А.</i>	
Технико-экономическое обоснование выбора плоской или скатной кровли для частного жилого дома	118
<i>Хасен А. А.</i>	
Теоретические подходы к оценке инвестиционной привлекательности регионов с точки зрения инвестиций в строительство	124

Голубова О. С.

Асимметричность финансовых потоков затрат и доходов от выполненных работ инжиниринговых организаций..... 132

Лишай И. Л., Голубова О. С., Кудревич О. О.

Сравнительный анализ затрат жизненного цикла жилых зданий различных конструктивных систем, этажности и инженерного обеспечения 146

Шаховская В. Н.

Направления развития системы выбора строительных организаций при проведении процедур закупок 153

Раздел V. Технология производства строительных материалов, изделий и конструкций

Бондарович А. И, Рябчиков П. В., Калиновская Н. Н.

Бетон фундаментной плиты высотного здания комплекса «газпром-центр»..... 161

Бурсов Н. Г., Димитриади Н. П., Юхневский П. И.

Исследование вязкости растворов индустриальных масел ОАО «Нафтан» в нефтяных растворителях..... 176

Васильев А. А.

О необходимости разработки белорусского нормативного документа по оценке карбонизации бетона..... 183

Леонович С. Н., Шальей Е. Е., Литвиновский Д. А., Степанова А. В., Журавская А. В., Малюк В. В.

Влияние комбинированных режимов карбонизации и хлористости на скорость проникновения и перераспределения хлоридов в бетонах: анализ экспериментальных исследований 196

Повидайко В. Г.

Особенности получения фосфогипсового вяжущего вещества 226

Ржевуцкая В. А.

Усадочные деформации керамзитобетона: обзор 229

Галузо О. Г., Костюкевич А. П.

Исследование подкровельных пленок для строительства 234

Федорович П. Л., Батяновский Э. И.

Эффективность нормализации гранулометрии мелкого заполнителя для бетона 239

<i>Чикулаев Г. С.</i>	
Влияние продуктов коррозии арматуры на ферромагнитные свойства бетона	250
<i>Стрелюхин А. В.</i>	
Численное моделирование поля ферромагнитного объекта.....	255
<i>Павлова И. П., Белкина И. В.</i>	
Экспериментально-теоретические основы получения напрягающего дисперсно-армированного бетона с высокой энергией расширения	258
Раздел VI. Механика грунтов, основания и фундаменты	
<i>Будревич Н. А.</i>	
Исследование качества ультразвуковым межскважинным методом	266
<i>Козунова О. В., Пусенков А. Г.</i>	
Учет касательных напряжений при постановке задачи контактного взаимодействия балочной плиты с упругим основанием.....	274
<i>Иванов Д. В., Москалькова Ю. Г., Гомелюк И. В.</i>	
Опыт применения георадарных исследований при изучении антропогенного слоя.....	277
Раздел VII. Реконструкция зданий и сооружений	
<i>Снежков Д. Ю.</i>	
Методика комбинирования неразрушающих методов испытания прочности бетона на основе статистического критерия	282
<i>Снежков Д. Ю.</i>	
Сравнение мультиволновых методов определения динамического коэффициента пуассона бетона	290
<i>Шилов А. Е., Хотько А. А., Ловыгин А. Н.</i>	
Проблемные вопросы в области обследования и эксплуатации зданий и сооружений в республике беларусь	297
<i>Малюк В. В., Малюк В. Д., Леонович С. Н.</i>	
Характерные причины разрушения бетона в зоне переменного уровня воды	306

БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

СТРОИТЕЛЬНЫЙ ФАКУЛЬТЕТ

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

ПРОБЛЕМЫ СОВРЕМЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

(г. Минск, БНТУ – 24.05.2022)

**РАЗДЕЛ I. ПОДГОТОВКА ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ
В СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ**

УДК 378

**СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ И ПЕРСПЕКТИВЫ
ДИСТАНЦИОННОГО ОБУЧЕНИЯ**

МИНЧУКОВА М. Е.

Белорусский национальный технический университет

В настоящее время дистанционное обучение как e-learning (электронное обучение) является неотъемлемой частью образовательной системы во всем мире. Оно занимает прочные позиции в системе дополнительного образования и все чаще используется на различных предприятиях, в корпоративных учебных центрах компаний и государственных структур. В современных учебных заведениях, ориентированных на разнообразие форм и методом преподавания, e-learning органично дополняет очное обучение. Получили широкую популярность онлайн тренинги, конференции, вебинары.

Исторически, дистанционное обучение как одна из форм получения знаний в образовательной системе берет начало с середины 18 века, когда с появлением регулярной и доступной почтовой связи повсеместно в мире стали создаваться так называемые «корреспондентские» школы. В дальнейшем технический прогресс содействовал все большему внедрению новаций в формы и методы дистанционного образования. Значительный про-

гресс в этой области произошел в конце 80-х годов прошлого столетия. Доступность компьютеров упростила дистанционное обучение. Позднее, со стремительным развитием Интернета и широким его внедрением во всех сферах деятельности, удаленное образование стало более простым и доступным и получило широкое распространение. Успешному его продвижению способствует постоянное развитие и совершенствование информационно-коммуникационных технологий, внедрение эффективных электронных образовательных платформ.

Тем не менее, в настоящее время возможности информационных технологий в современных вузах, колледжах, школах все еще остаются недооцененными и, даже при наличии соответствующей материальной базы, недостаточно востребованными. Причиной этому является ряд нерешенных проблем: ограниченные возможности оборудования и программного обеспечения, отсутствие специальных учебных программ, степень обеспеченности дисциплин информационными образовательными ресурсами, недостаточная подготовленность кадров, отсутствие полномасштабного охвата работников системой повышения образовательного мастерства в данном направлении.

Современные реалии, мировые катаклизмы ставят нас перед фактом, когда именно дистанционный формат является наиболее востребованным и благодаря которому может быть обеспечена непрерывность учебного процесса в течение требуемого периода времени.

Пандемия COVID, начавшаяся в 2020 году и продолжающаяся до настоящего времени, впервые за всю историю, привела к массовому переходу учебных заведений на дистанционное обучение во многих странах мира.

Экстренный переход на «дистант» заставил активизировать работу по внедрению информационно-коммуникационных технологий в учебный процесс, создавать или совершенствовать уже имеющиеся электронные образовательные платформы. Мы получили уникальный опыт, обнаружили неоспоримые достоинства удаленного обучения на цифровых платформах.

Несомненно, превалирующим было и останется традиционное образование. Дистанционное же обучение способно значительно

дополнить и обогатить существующие форматы взаимодействия студентов и преподавателей.

Рассмотрим наиболее актуальные вопросы:

– основные технические возможности существующих платформ для проведения занятия;

– подготовка к дистанционному занятию;

– особенности дистанта и пути преодоления проблем, возникающих при работе в данном формате.

Немаловажным фактором в обучении является выбор электронной платформы, на базе которой осуществляется онлайн общение и передача данных. В условиях экстренного перехода на «дистант» наиболее популярными стали такие ресурсы, как Zoom, Skype, Viber, Microsoft Teams, Moodle. Все они отличаются достаточной простотой использования, хорошим набором функционала и инструментов, необходимых для эффективной работы с группами учащихся разных возрастов. Данные платформы могут обеспечить:

– возможность проведения индивидуальных и групповых занятий;

– видео и аудио связь с каждым участником;

– возможность деления группы студентов на пары или мини-группы для индивидуальной работы в breakout rooms;

– доступность разных вариантов демонстрации экрана;

– трансляцию и передача различных типов файлов, в т. ч. видеофайлов;

– наличие чата для обратной связи;

– присутствие интерактивной доски;

– широкий перечень инструментов для комментирования контента;

– запись занятия и др.

Кроме того, ряд платформ (Microsoft Teams, Moodle) имеет большой выбор приложений, позволяющих значительно расширить перечень решаемых задач, организовать эффективную командную работу над проектами.

Выбор той или иной платформы зависит от разных факторов: вида занятия, объема и сложности выполняемых задач, численного и возрастного состава группы, продолжительности занятия.

Подготовка к занятию предполагает разработку плана, оптимальный подбор и оформление презентабельного учебного и демонстрационного материалов, а также составление перечня текущих вопросов для студентов с целью поддержания обратной связи, внимания и активности учащихся во время занятия.

Алгоритм разработки онлайн занятия включает следующие этапы:

- определение темы и типа занятия (лекция, практическое, лабораторное занятия, консультация, исследовательская работа и т. д.);
- постановка цели и задач;
- выбор технически и технологически оптимальной модели и формы занятия;
- структуризация предъявляемого материала, выбор формы его презентации учащимся (схемы, таблицы, графики, рисунки, медиа, слайды, текст и т. д.);
- составление плана занятия;
- подготовка пакета материалов, необходимых для занятия (текстовые пособия, лабораторные материалы, медиафайлы, стандарты);
- разработка тестовых заданий для текущего (итогового) контроля знаний;
- анализ занятия (полнота достижения цели, выявление возникших трудностей при проведении дистанционного занятия).

При проведении занятия рекомендуется использовать и чередовать различные формы подачи материала: объяснение темы, точечный опрос, акцент на ключевых моментах, иллюстрирование материала сравнениями, взятыми из реальной жизни, сопоставление с реальными объектами. Это необходимо с целью поддержания внимания студентов, и их интереса к дисциплине и будущей профессии.

Следует отметить неоспоримые *достоинства дистанционного обучения.*

Это *оперативность обратной связи* студента с преподавателем. Студент может проконсультироваться с ним с помощью электронной почты или мессенджеров, что эффективнее и быстрее, чем назначить личную встречу при очном или заочном обучении.

Также, *возможность видеозаписи* онлайн лекции или практического занятия позволяет студенту вернуться к изучению сложных вопросов, пересмотрев видео и перечитав комментарии преподавателя.

Работая на электронной платформе, есть возможность трансляции тематического видеоконтента, что не всегда доступно при аудиторной форме проведения занятий из-за отсутствия или ограниченности оснащения учебных кабинетов мультимедийным оборудованием.

При дистанте не обойтись без использования Кейс-технологий. Студентам предлагается набор (кейс) текстов, аудиовизуальных и мультимедийных учебно-методических материалов, их рассылка на удобные электронные ресурсы для самостоятельного изучения и повторения при организации регулярных консультаций. Наличие компактно подобранного материала активизирует работу студентов, способствует выполнению самостоятельных заданий в более короткие сроки.

Несмотря на очевидные достоинства, дистанционное обучение имеет ряд недостатков.

1) Дистанционный формат работы существенно увеличивает нагрузку на преподавателя. Прежде всего это связано с необходимостью тщательной проработки и подготовки электронного материала занятия, который, по нашему мнению, отличается от традиционного конспекта или материала учебно-методического комплекса. Ввиду специфики учебного занятия, психологии восприятия, более доступен к пониманию материал систематизированный, представленный в виде таблиц, схем, графиков, коротких текстов. Это требует большой работы, четкого установления взаимосвязи свойств, качеств, явлений и других параметров. Материал следует демонстрировать дозированно, сопровождая качественным текстом и четкой графикой. Как вариант, хорошо зарекомендовала себя программа подготовки презентаций Power Point. Она проста в использовании и располагает достаточным количеством инструментов, чтобы подготовить удобный для восприятия контент.

Для решения этой первоочередной задачи, в условиях неформальной, необходима организация групповой работы преподавателей-предметников и инженерно-технического персонала для создания качественного электронного учебного пакета.

Безусловно, такой труд должен иметь достойную оценку. В существующих нормах нагрузки нет часов, установленных на ведение дистанционного обучения. Фактически преподаватели,

работая дистанционно, тратят в несколько раз больше времени, чем это предусмотрено, т. е. работают на энтузиазме, в счет личного времени. Выходом из этой ситуации может быть пересмотр нагрузки либо стимулирование трудозатрат.

2) *Отсутствует прямой визуальный контакт* и непосредственное взаимодействие преподавателя со студентами. В связи с этим не представляется возможным в полной мере контролировать поведение студентов во время занятий, онлайн экзаменов (во время учебного процесса они могут быть отвлечены внешними факторами, использовать на экзамене учебники, гаджеты и т. д.), а это нивелирует их ценность.

Для максимального участия студентов в учебном процессе рекомендуется активно использовать технологии обратной связи, такие как: ответы студентов группы на короткие вопросы в чате, выборочный опрос ряда студентов по ключевым моментам. Это позволяет несколько дисциплинировать студентов, быть в теме, находиться «здесь и сейчас».

После объяснения материала на практическом занятии студенты могут закрепить материал путем решения задачи. Результаты работы они могут представить в виде фото в чате платформы либо воспользоваться мессенджерами. В Microsoft Teams удобным инструментом является приложение Forms для создания тестовых заданий.

Безусловно, оперативная обратная связь возможна только в случае требуемого уровня технического оснащения как преподавателя, так и студента и, конечно, бесперебойной работы интернета.

3) Дистанционная форма работы требует *высокой мотивированности студента*, самостоятельности в выполнении работы и принятии решений.

В связи с этим необходимо предусмотреть формы поощрения студента, стимулирования его активной работы и оперативного участия в различных компонентах учебного процесса.

4) Проблемой, требующей решения, является *организация дистанционного проведения лабораторных занятий*. Ведь этот компонент традиционно предполагает «живое» участие студентов в проведении лабораторных испытаний, снятие показаний контрольно-измерительных приборов, анализ и обработку ре-

зультатов эксперимента. Вариантом решения этой проблемы в Форс-мажорный период может быть заранее подготовленная и адаптированная к работе видеозапись этапов эксперимента с демонстрацией модели и показаний приборов. Таким образом, студенты, просмотрев видео, анализируют работу модели, выполняют обработку данных, формулируют выводы.

Также эффективным является использование пакетов виртуальных лабораторных работ, т. е. оснащение программным обеспечением, позволяющим моделировать лабораторные опыты на компьютере.

Виртуальные лаборатории имеют ряд преимуществ при различных обстоятельствах:

- отсутствие необходимости приобретения дорогостоящего оборудования (известно, что из-за недостаточного финансирования во многих лабораториях установлено старое оборудование, которое может искажать результаты опытов и служить потенциальным источником опасности для обучающихся);

- возможность моделирования процессов, протекание которых принципиально невозможно в лабораторных условиях;

- возможность быстрого проведения серии опытов с различными значениями входных параметров;

- возможность использования виртуальной лаборатории в дистанционном обучении.

5) Дистанционная работа требует *от преподавателя определенных знаний, умений и навыков работы в данном формате*, владения приемами работы на электронных платформах. Для этого необходима организация дополнительного обучения, проведение методических семинаров и других форм повышения квалификации.

Заключение. Глобальные вызовы современности влияют на все формы человеческой деятельности. И это несомненно является толчком для реформирования отечественного образования, перехода его на новый прогрессивный уровень.

В перспективе дистанционное обучение должно стать основой для разработки инновационных методик обучения, повышения эффективности образовательного процесса и улучшения информационно-ресурсного обеспечения.

Список использованных источников:

1. Толстобоков О. Н. Современные методы и технологии дистанционного обучения. Монография – М. : Мир науки, 2020.
2. Андреев А. А., Солдаткин В. И. Дистанционное обучение: сущность, технология, организация. – М.: Изд. МЭСИ, 1999. – 196 с.
3. Корба О. А. Дистанционное обучение в условиях пандемии: проблемы и перспективы //Образование и педагогика: теория и практика: Материалы Всероссийской научно-практической конференции. – Чебоксары, 2020. – С. 37 – 40
4. Лях Я. В. и др. Дистанционное образование: преимущества и недостатки // Непрерывная система образования «Школа-Университет». Инновации и перспективы: Материалы 4-й Международной научно-практической конференции / БНТУ. – Минск, 2020. – С. 238 – 240.

**О НЕОБХОДИМОСТИ КОРРЕКТИРОВКИ УЧЕБНОГО
ПЛАНА СПЕЦИАЛЬНОСТИ ПЕРЕПОДГОТОВКИ
«ПРОМЫШЛЕННОЕ И ГРАЖДАНСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО»
В ЧАСТИ ДИСЦИПЛИНЫ «ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И
КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»**

БОНДАРЬ В. В., НЕВЕРОВИЧ И. И.

Белорусский национальный технический университет,
Межотраслевой институт повышения квалификации и
переподготовки кадров по менеджменту и развитию
персонала БНТУ

Обеспечение надежности, долговечности зданий и сооружений, их проектного срока эксплуатации с заданной вероятностью отсутствия признаков снижения эксплуатационной пригодности и разрушения зависит от тщательной проработки проектно-конструкторских, технологических и организационных решений при проектировании и возведении объектов промышленного и гражданского строительства. Данный вопрос неразрывно связан с качеством подготовки выпускников ВУЗов, в том числе и выпускников БНТУ, МИПК и ПК БНТУ, поскольку только в зависимости от их грамотных, технически и экономически обоснованных проектно-исполнительских решений и будет зависеть надежность, удобство эксплуатации, комфорт того или иного объекта строительства.

В МИПК и ПК БНТУ квалификацию «Инженер-строитель» получают после окончания специальности 1-70 02 71 «Промышленное и гражданское строительство». В БНТУ ту же квалификацию получают после окончания одной из двух специальностей: 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство (обе вышеуказанные специальности далее по тексту будем называть сокращенно – ПГС)» и 1-70 07 01 «Строительство тепловых и атомных электростанций».

Следует обратить внимание на тот факт, что в 2020 году учебный план по специальности переподготовки ПГС (МИПК и ПК БНТУ, заочно) был переработан таким образом, что новый срок обучения в настоящее время составляет 1,5 года (ранее – 2 года).

Для специальности ПГС (головной БНТУ), в соответствии с решением РИВШ 2017 года, срок обучения тоже был сокращен, новый срок в настоящее время составляет 5 лет (заочное отделение).

Дисциплина «Железобетонные и каменные конструкции» преподается в МИПК и ПК БНТУ профессорско-преподавательским составом кафедры «Строительство и эксплуатация зданий и сооружений», а в БНТУ – профессорско-преподавательским составом кафедры «Строительные конструкции». При этом, несмотря на то что дисциплина одна и та же, в соответствии с учебными программами МИПК и ПК БНТУ и головного БНТУ количество лекционных, практических, лабораторных занятий отлично друг от друга. Значимые отличия есть и в распределении нагрузки при организации самостоятельной работы слушателей переподготовки и студентов (см. таблицу 1).

Таблица 1

Распределение учебных часов по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» в соответствии с учебными программами для специальностей 1-70 02 01 ПГС и 1-70 07 71 переподготовка ПГС (заочная форма получения образования)

Вид занятия	Специальность	
	ПГС	Переподготовка ПГС
Лекции, час.	42	36
Практические занятия, час.	20	16
Лабораторные занятия, час.	6	6
Курсовой проект №1	60 ^{а)}	–
Курсовой проект №2	60 ^{а)}	–
Самостоятельная работа	430	34
Всего	498	92
^{а)} – относится к самостоятельной работе		

При анализе данных из таблицы 1 в первую очередь обращают на себя внимание два существенных отличия:

– выполнение курсовых проектов слушателями переподготовки специальности ПГС не предусмотрено учебной программой (учебным планом);

– количество часов, отведенных учебной программой специальности ПГС для самостоятельной работы более чем в 9 раз превышает ту же величину, но для специальности переподготовки ПГС, даже с учетом того, что 120 часов самостоятельной работы для специальности ПГС отнесено на выполнение исключительно курсовых проектов.

Следует отметить, что формирование технического, аналитического мышления у студентов, слушателей переподготовки возможно преимущественно при непосредственном содействии, руководстве квалифицированного профессорско-преподавательского состава, имеющего обширный опыт практико-теоретической, научной деятельности. Реализация этого возможна в принципе только в процессе аудиторных, или в крайнем случае, дистанционных онлайн занятий.

В то же время, переработка учебных планов, учебных программ с сопутствующим уменьшением сроков обучения, уменьшением учебных часов, отводимых на аудиторные занятия, самостоятельную работу, может крайне отрицательно сказаться на конечной подготовке инженерно-технических специалистов и, в частности, инженеров-строителей. Об этом достаточно обоснованно было написано доцентом кафедры «Строительные конструкции» В. Ф. Фомичевым в статье [1].

С учетом вышеизложенного, необходимо констатировать тот факт, что после сокращения срока обучения для специальности ПГС (заочная форма обучения) и одноименной специальности переподготовки, переработки соответствующих учебных программ по различным дисциплинам, в том числе и по дисциплине «Железобетонные конструкции», конечный уровень подготовки инженеров-строителей по специальности переподготовки в разрезе рассматриваемой в статье дисциплины с большой вероятностью будет существенно ниже уровня подготовки студентов-заочников специальности ПГС, не говоря о студентах дневной формы обучения. Особенно обращает на себя внимание отсутствие в учебной программе переподготовки (и в плане) обоих курсовых проектов. А ведь именно в процессе выполнения курсовых проектов, при решении отдельных задач на практических занятиях выполняется закрепление теоретического материала лекций, а также возникает основное количество вопросов по методикам расчетов, конструированию узлов и сопряжений. И если указанных выше практико-ориентированных наработок недостаточно, то автоматически уровень таких специалистов, их профессиональная компетентность снизится.

Следует обратить внимание, что при выполнении дипломных работ слушатели переподготовки в 60–70 процентах случаев выбирают объекты проектирования с использованием железобетонных конструкций. При этом в дипломной работе требуется запроектировать не менее двух типов железобетонных конструкций с детальной проработкой расчетов и чертежей примененных конструкций. При отсутствии опыта в этих вопросах вследствие отсутствия курсового проектирования в программе курса (а такой опыт может только так и нарабатываться) слушатели переподготовки испытывают определенные трудности при выполнении дипломных работ. И разработка учебно-методических пособий кардинально данную проблему не решает. Для освоения пособий нужно время на изучение и, что очень важно, тренинг, а его то и не хватает, тем более при сокращении сроков обучения. Конечно, сложности с этими вопросами возникают в том числе и в связи с положением, что для слушателей переподготовки должна быть только одна форма итоговой оценки знаний. Например, если есть экзамен по дисциплине, то курсовое проектирование по ней не допускается (ничего иного).

На наш взгляд, это несколько архаичное правило в институте переподготовки. Выполнение курсовых, расчетно-графических работ в течение межсессионного периода для заочников переподготовки явилось бы хорошим тренингом, отчетом о практическом освоении курса. Это не итоговая оценка знаний, а текущая, своего рода практические занятия в межсессионный период, не исключаящие итогового экзамена в сессию. Польза от этого очевидна. На наш взгляд, для некоторых установок института переподготовки была бы полезна корректировка.

Касаюсь совершенствования учебного процесса для заочников ПГС, хотелось бы отметить еще один аспект этой проблемы. По разным причинам в настоящее время интенсивно внедряется в учебный процесс дистанционная форма обучения. Было бы весьма полезно для заочников в межсессионный период организовать дистанционно цикл занятий (лекций, практических занятий) по дисциплине помимо проводимых в период сессии. Ведь сколько существует заочная форма обучения, ведется разговор: почему мы проводим все занятия после того, как прошел семестр, прошло основное время на изучение предмета, заставляя заочника де-факто изучать дисциплину только в сессию. Пришло время изменить ситуацию, законодательно введя это в учебные планы и программы.

В заключение, на основе проведенного выше анализа учебных программ по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для специальностей ПГС, можно сделать следующие выводы:

– учебный план и учебную программу по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для специальности переподготовки ПГС необходимо перерабатывать, как минимум в сторону увеличения количества часов самостоятельной работы слушателей. В частности, необходимо добавление в учебный план и программу курсового проектирования, выделение дополнительных часов на освоение базовых принципов статического расчета с использованием программных комплексов (ВМ);

– необходимо актуализировать формы и методику обучения заочников, законодательно вводя в учебные планы и программы соответствующие изменения;

– с учетом тенденций к сокращению сроков проектирования и строительства, необходимости повышения качества возводимых объектов за счет использования ВМ-платформ и улучшения организационно-технологических решений, уменьшать сроки обучения на такой сложной и ответственной специальности как ПГС нельзя. При этом неважно, заочная ли это форма обучения, очная или вообще переподготовка специалистов с другой специальностью. Шестилетний срок подготовки инженеров – строителей (заочное отделение) или как минимум трехлетний срок подготовки в случае переподготовки ПГС, в современных условиях – это пороговый, но не вполне достаточный минимум, который необходим для соответствия мировому уровню образования в сфере строительства.

Список использованных источников:

1. Фомичев В. Ф. О необходимости корректировки учебного плана специальности ПГС для обеспечения всех требований к выпускникам на основе использования современных методов проектирования и строительства в Республике Беларусь / В. Ф. Фомичев // Проблемы современного строительства: материалы Международной научно-технической конференции / БНТУ. – Минск: БНТУ, 2019. – С. 14 – 16

**АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ РАЗВИТИЯ
ДИСТАНЦИОННОГО ОБУЧЕНИЯ ГРАФИЧЕСКИМ
ДИСЦИПЛИНАМ СТУДЕНТОВ СТРОИТЕЛЬНЫХ
СПЕЦИАЛЬНОСТЕЙ**

*ШУБЕРТ И. М., САДОВСКИЙ Ю. И., ТЕЛЕШ Е. А.,
ЩЕРБИНА О. Н.*

Белорусский национальный технический университет

При действующей системе очного и заочного обучения техническим специальностям студенты в течение семестра слушают курсы лекций, выполняют лабораторные работы, практические и расчетно-графические задания, а затем сдают зачеты или экзамены. При этом многие из них испытывают нехватку опыта самостоятельного обучения, а также практических навыков построения обратимых чертежей. Для того чтобы «набить руку» необходимо немало времени. В результате реальная учебная деятельность в течение семестра распределяется крайне неравномерно, и в большинстве случаев студенты адаптируются и, как следствие, эффективно работают лишь в конце семестра. С другой стороны, и преподаватели зачастую не имеют надежной обратной связи, о дидактической эффективности освоения конкретных разделов курса для конкретных студентов часто узнают уже на экзамене. Особенно остро эти проблемы стоят у студентов заочной формы получения образования, которые совмещают учебу с работой и для которых существующая система консультаций в рамках дней заочника решает проблемы только отчасти.

Активизация самостоятельной работы студентов только в рамках традиционного очного обучения сложна. Современные информационные технологии открывают новые перспективы для повышения эффективности образовательного процесса. Эффективность дистанционного обучения во многом основана на том, что обучаемые имеют возможность работы с учебными материалами в таком режиме и объеме, который подходит непосредственно им.

Одним из направлений совершенствования традиционной системы образования в области графических наук является внедрение в образовательный процесс элементов систем дистанционного обучения (СДО). Существует достаточно много систем ДО, являющихся как платными продуктами, так и бесплатными программными оболочками типа Open Source, которые предоставляются с открытым исходным кодом, что позволяет самостоятельно заниматься их доработкой. В числе программных продуктов, которым отдается предпочтение в образовании – Moodle, LAMS, Sakai, Atutor, Claroline, Dokeos, OLAT, OpenACS, ILIAS и т. д. На первом месте с огромным отрывом (62 % по данным [1]) лидирует система Moodle, являющаяся бесплатным программным продуктом с открытым кодом, что позволяет ее настраивать в соответствии с потребностями учебного заведения, а также обеспечить полный цикл дистанционного образования.

Кафедра инженерной графики строительного профиля БНТУ на протяжении последних лет использовала только отдельные элементы дистанционных технологий обучения, что дополняло процесс обучения, развивая и совершенствуя его, однако до недавнего времени это носило несистемный характер. Одной из причин являлось отсутствие общеуниверситетской системы дистанционного образования. Толчок к резкому повышению интереса к СДО дала пандемия и связанный с ней внезапно востребованный спрос на удаленную систему проведения учебных занятий. Большая часть учебного 2019 – 2020 года в силу объективных причин прошла на удаленке с использованием возможностей системы Microsoft Teams – корпоративной платформы, объединяющей в рабочем пространстве чат, встречи, заметки и вложения, к которой пришлось адаптироваться в экстренном режиме.

Основой методического обеспечения явились электронные учебные материалы, в первую очередь разработанные электронные комплексы для студентов по дисциплинам: «Начертательная геометрия, инженерная и машинная графика», «Инженерная и машинная графика», «Инженерная графика» для студентов различных строительных специальностей. Каждый комплекс включает в себя учебные программы с календарными графиками, электронные курсы с материалами для самостоятельной работы, учебно-методические пособия с заданиями для выполнения индивидуальных расчетно-

графических работ, тестовые задания для текущего и итогового контроля знаний студентов.

Указанные материалы размещены на сайте библиотеки БНТУ на странице кафедры и предназначены для применения студентами, обучающимися по соответствующим специальностям.

Однако для качественного решения учебно-методических задач в области дистанционного проведения занятий в период пандемии (в том числе со студентами Туркменистана и Узбекистана) потребовалось создание нового мультимедийного материала, учитывающего последние достижения в области информационно – коммуникационных технологий (ИКТ). За период 2019–2020 учебного года преподавателями кафедры для проведения занятий по начертательной геометрии на платформе Microsoft Teams создан ряд слайд-шоу и презентаций по таким темам, как «Точка и линия на поверхности», «Пересечения фигур», «Поверхности в архитектурно-строительной практике», «Виды аксонометрии» и т. д.

Интересным опытом стало создание видеоуроков по отдельным темам начертательной геометрии и инженерной графики.

Запись первого видео старшим преподавателем Щербиной О. Н. была вызвана необходимостью проведения лекции по обширной теме «Числовые отметки» в период пандемии при удаленной работе со студентами. Изначально идея записи объяснения выполнения задания для группы пришла спонтанно и не преследовала цели создания образовательного курса для многочисленного зрителя. Но как показало время, эта форма оказалась самым наглядным и доступным для понимания методом изложения материала для студенческой аудитории. Видео записано с первого дубля и в полном объеме. Для возможности воспроизведения его с любого носителя было принято решение разделить на 5 примерно равных частей, что позволяет использовать при пересылке записи и почту и программы для мобильных устройств, как варианты общения удаленно.

Вернувшись к нормальному режиму работы, кафедра решила продолжить удачный опыт подачи информации, понравившийся не только преподавателям, но и главным образом студентам. В распоряжении университета есть оборудованная студия, благодаря которой уровень видео становится на ступеньку выше.

Ст. преподавателем Телешем Е. А. уже на базе видеостудии медиацентра БНТУ разработан ряд видеоуроков по теме «Выполнение

чертежей одноэтажного промышленного здания». Видео создавалось по отдельным эпизодам длиной 5–10 минут. В реальном времени это занимало от 1,5–2 часов. Всего на создание видеуроков по заданной теме ушло порядка 80 часов индивидуальной работы, что позволило получить более 4,5 часов уникального учебного видеоматериала.

Видеуроки по заданной теме разделены на пять частей:

Часть 1. Общие сведения о строительных чертежах. (19:36 мин)

Часть 2. Выполнение чертежа плана одноэтажного промышленного здания. (1:49:45 мин)

Часть 3. Выполнение чертежа разреза одноэтажного промышленного здания с мостовыми кранами. (1:35:41 мин)

Часть 4. Выполнение чертежа фасада одноэтажного промышленного здания с мостовыми кранами. (30:21 мин)

Часть 5. Выполнение чертежа выносных элементов одноэтажного промышленного здания с мостовыми кранами. (21:11 мин).

Указанные уроки можно просмотреть в Youtube по ссылке (<https://www.youtube.com/watch?v=98liTg3U5Zw>).

В разработке находятся видеуроки по выполнению чертежей двухэтажного жилого дома.

Разработка видеуроков достаточно сложный и трудоемкий процесс, имеющий как организационную, так и творческую составляющую. В процессе их создания приходится делать по несколько дублей, перепроверять и совершенствовать полученную визуальную информацию.

Отдельный вопрос – востребованность этих уроков. Большинство современных студентов, учитывая их клиповый стиль мышления, вряд ли осилит до конца изучение видеоматериалов продолжительностью час и более. Однако число просмотров уроков по выполнению чертежей промышленного здания на сегодняшний день составляет около 450, что позволяет говорить о несомненной пользе данного вида медиаконтента для вдумчивых студентов и позитивно относиться к его дальнейшей разработке.

Дистанционное обучение в мире развивается в двух направлениях – по американской и британской модели [2]. Первая выступает аналогом очной формы обучения с организацией частых контактов «студент–преподаватель» в режиме online, вторая – диалог субъектов процесса обучения происходит периодически, возможно с

большими промежутками, также с использованием информационно-коммуникационных технологий. Отмечается, что эта форма близка к заочной и предполагает достаточно высокий уровень самоорганизации на интеллектуальном и эмоциональном уровне.

Авторы данной статьи по итогам дистанционных сессий 2020–2021 учебного года проводили анкетирование студентов строительных специальностей очной и заочной форм получения образования, основным вопросом которого было определение форм и объемов дистанционных знаний, который студенты хотели бы получить.

Результат оказался весьма предсказуемым – подавляющая часть студентов, как очной так и заочной формы образования, не готово полностью перейти на «дистанционку» и отказаться от живого общения с преподавателями. Они готовы дистанционные формы занятий использовать только периодически. Понятно, что у иногородних студентов готовность к занятиям online несколько выше.

Это подтверждает, что наиболее реальным в нынешних условиях является смешанное обучение.

Полноценная реализация смешанного обучения техническим специальностям должна быть основана на сохранении общих принципов построения традиционного учебного процесса с применением элементов асинхронного и синхронного дистанционного обучения [3]. Определенную долю учебных дисциплин студенты осваивают в традиционных формах обучения (очной или заочной), а другую часть дисциплин – по технологиям дистанционного обучения. Соотношение долей определяется спецификой конкретной специальности.

Список использованных источников:

1. Батаев, А. В. Обзор рынка систем дистанционного обучения в России и мире / А. В. Батаев. // Молодой ученый. – 2015. – № 17 (97). – С. 433 – 436.

2. Панарина, Н. А. Дистанционное обучение: к вопросу об основных понятиях / Н. А. Панарина // Социс: Социол. Исслед. – 2004 – №4. – с. 116 – 120.

3. Капустин Ю. И. Становление и развитие системы дистанционного образования в высших учебных заведениях./ Капустин Ю. И. – Москва. МГОПУ – 2006. – 82 с.

РАЗДЕЛ II. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 624

ИСПЫТАНИЕ НА ВОСПРИЯТИЕ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА ЛЕГКИМИ КОМПОЗИНЫМИ ДВУТАВРОВЫМИ ДЕРЕВЯННЫМИ БАЛКАМИ СОГЛАСНО ЕОТА TR 002

БАРАНЧИК А. В., БАРАНЧИК В. Г.

Белорусский национальный технический университет

Композитные двутавровые балки на основе древесины с поясами из LVL-бруса начали широко применяться в строительстве в качестве конструктивных элементов кровли (стропильной системы) и межэтажных перекрытий в последнее десятилетие. Хотя из LVL-бруса известен с 60 годов XX столетия. LVL-брус – это композитный материал, состоящий из нескольких слоев древесного шпона, склеенных фенольными смолами путем непрерывного прессования.

Как известно, дерево – весьма горючий материал. Чтобы сделать древесину менее восприимчивой к воздействию огня, ее обрабатывают специальными составами (антипиренами). LVL-брус после обработки защитным составом повышает огнестойкость в два раза. Многослойность и меньшая пористость, чем у обыкновенной древесины, делает LVL-брус более огнеупорным, а смола, используемая в производстве, не способствует возгоранию.

Композитные двутавровые балки на основе древесины с поясами из LVL-бруса невосприимчивы к воздействиям окружающей среды и химических веществ, что позволяет применять их при возведении зданий особого назначения, где предполагается повышенная влажность и использование химических реагентов (аммиака, хлора и пр.), например, общественных бассейнов, производственных и сельскохозяйственных ангаров.

Композитными балками возможно заменить монолитные и железобетонные плиты перекрытия, значительно сократив расходы на строительство (см. рис. 1).



Рисунок 1. Сфера применения композитных балок

Преимущества использования конструкций:

- долговечность;
- малый вес конструкции (в среднем 4 кг/м.п.);
- возведение конструкций в любое время года;
- строительство пролетов до 14 метров без дополнительных усиливающих конструкций;
- стабильность геометрии;
- возможность внутренней прокладки инженерных систем и коммуникаций;
- скорость возведения и минимальное использование вспомогательной техники.

Композитные двутавровые балки на основе древесины состоят из нижнего пояса, верхнего пояса и соединяющей их стенки. Пояса балки изготавливаются из LVL-бруса различного сечения. Стенка балки выполнена из OSB-плиты толщиной 9–12 мм. Соединение элементов – клеевое шиповое (типа шип-паз). В качестве клея применяется полиуретановый водостойкий специализированный клей.

Рассмотрим работу легкой композитной балки на восприятие изгибающего момента (изгиб). В качестве проведения испытания на изгиб (восприятие изгибающего момента) (ЕОТА TR002 (cl. 6.2)) выбраны легкие композитные деревянные балки с геометрическими параметрами, указанными в таблице 1. Схема испытания указана на рис. 2 и принята на основании ЕОТА TR002 (Методы испытаний легких композитных балок на основе древесины).

Для контроля качества изготовления легких композитных балок на основе древесины с поясами из LVL-бруса необходимо проведение периодических испытаний с исследованием напряженно деформированного состояния балок.

Отбор образцов для испытаний проводится методом случайного отбора.

Для испытаний была принимается схема свободноопертой однопролетной балки, нагруженной вертикальной нагрузкой с зоной чистого изгиба. В середине пролета балки, между силами, изгибающий момент является единственным внутренним силовым фактором, возникающем в поперечном сечении балки. Свесы балок за опоры принимались равным высоте балки, а расстояние между опорами равным 18 высотам балки.

Нагружение конструкций проводилось ступенями равными 1 кН до разрушения. Прогиб балки контролировалась при помощи прогибомеров ПСК-4. Осадка опор и индикаторов часового типа ИЧ-50. Деформации образца на базе 5 h определялись при помощи многооборотного индикатора МИГ-2.

Все приборы, использованные при проведении испытаний, поверены или калиброваны в РУП БелГИМ.

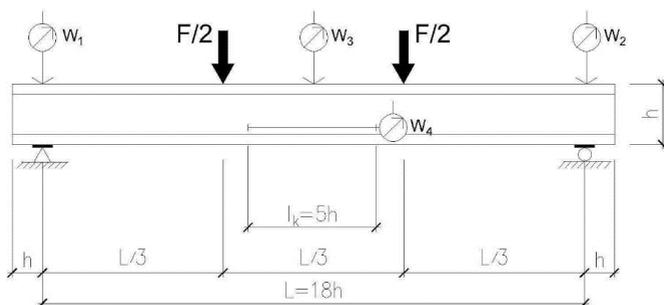


Рисунок 2. Схема испытания конструкций

По результатам исследований определялся максимальный момент, который может воспринять балка:

$$M_d = \frac{F_d \times L}{6}, \quad (1)$$

где F_d – максимальная нагрузка, достигнутая при испытаниях.

Характеристикой жесткости композитных деревянных балок, в соответствии с ЕОТА TR002 по требованиям которого производится оценка балок, является изгибная жесткость балки $(EI)_{beam}$:

$$(EI)_{beam} = \frac{\Delta F \times L \times l_k}{48 \times \Delta w_4}; \quad (2)$$

l_k – смотри рис. 2;

ΔF – приращение нагрузки от $0,1F_u$ до $0,4F_u$;

Δw_4 – приращение деформаций по индикатору МИГ-2

Таблица 1

Результаты испытаний на изгиб (с1.6.2 ЕОТА TR002)

№ п/п	Наименование изделия	Двухавровые деревянные легкие композитные балки								
		Геометрические параметры, мм				Максимальная нагрузка F_{it} , кН	Изгибающий момент M_{it} , кН×м	прогиб, мм		Жесткость $(EI)_{beam}$, кН×м ²
		Длина	Пролет	Высота	$b_f \times h_f$			$0,1 F_u$	$0,4 F_u$	
1	Балка	4000	3600	200	64×39	23,6	14,16	3,89	17,54	478,38
2		4000	3600	200	64×39	23,8	14,28	3,72	16,84	495,83
3		4000	3600	200	64×39	23,2	13,92	3,94	18,11	442,37

Выводы.

Двухавровая композитная легкая балка – современный и качественный материал, появившийся в результате технического прогресса в производстве строительных материалов и конструкций.

Применение. Данные конструкции имеют достаточную несущую способность для восприятия действующих на них нагрузок.

Оптимальное соотношение цена-качество материала делает конструкцию легких двутавровых композитных балок на основе древесины востребованным на рынке ЕС и Республики Беларусь.

Список использованных источников:

1. EOTA TR 002 «Test methods for light composite wood-based beams and columns». Edition october 2000.

2. Недостатки деревянных композитных балок [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://desinghome.ru/dva-sereznyh-nedostatka-dereviannyh-dvytavrov-o-kotoryh-malo-kto-znaet/> – Дата доступа: 11.05.2022.

СТЕРЖНЕВЫЕ МОДЕЛИ ДИСКРЕТНЫХ НАГЕЛЬНЫХ СОЕДИНЕНИЙ. ОСОБЕННОСТИ ИХ ПРИМЕНЕНИЯ К РАСЧЕТУ СОСТАВНЫХ СТЕРЖНЕЙ

ВАБИЩЕВИЧ Н. И., СИДОРОВИЧ Е. М.

Белорусский национальный технический университет

Введение. Необходимость создания составных элементов деревянных конструкций вызвана ограничениями в сортаменте пиломатериалов, как по длине элементов, так и по площади их поперечного сечения. В составных деревянных конструкциях отдельные брусья или доски соединяются с помощью разнообразных специальных связей нагельного типа. Нагели – это механические связи, работающие преимущественно на сдвиг. Их изготавливают из твердых пород древесины, стали, различных сплавов или пластмасс. К нагелям также относят металлические гвозди, болты, дюбеля, шурупы, скобы и т. п. Они могут вставляться, врезаться, ввинчиваться или запрессовываться в древесину соединяемых элементов.

Все эти механические соединительные устройства должны, в первую очередь, препятствовать взаимному сдвигу соединяемых элементов вдоль плоскостей их взаимного контакта (швов, плоскостей сдвига или скольжения), но, тем не менее, допускают взаимные сдвиги соединяемых элементов из-за упругопластических деформаций как древесины, так и самих соединительных устройств. Поэтому нагельные соединения в составных деревянных конструкциях принято считать податливыми связями. Податливость связей ухудшает работу составного элемента по сравнению с таким же элементом цельного сечения. Поэтому при расчете и проектировании составных элементов податливость связей учитывается в обязательном порядке. Податливость (или жесткость) нагельных соединений того или иного вида определяется в основном экспериментально.

Опыт применения и развития. Исследованию составных стержней на податливых связях посвящено необозримое количество теоретических и экспериментальных работ. Исторически сложилось

так, что составные балки и колонны, и не только деревянные, рассчитывались по тем же формулам, что и балки цельного сечения. Но расчетные моменты сопротивления и моменты инерции поперечных сечений составных элементов определялись с учетом поправочных коэффициентов в зависимости от типа нагельных связей, а также в зависимости от величины пролета и количества слоев в составном элементе. Регулярные изменения в значениях поправочных коэффициентов можно проследить в классических учебниках по деревянным конструкциям в зависимости от года их издания и в соответствующих тому времени нормативных документах.

Созданию расчетных моделей составных стержней и разработке методов их расчета также посвящено достаточное количество научных исследований как теоретических, так и, особенно, экспериментальных. Общепринято считать, что наиболее полную аналитическую теорию расчета составных стержней разработал А. Р. Ржаницын [1, 2]. Согласно теории А. Р. Ржаницына, дискретные податливые связи по плоскостям сдвига пакета соединяемых стержней заменяются непрерывно распределенными по всей длине шва податливыми связями, характеризуемыми коэффициентом жесткости, т. е. отношением интенсивности сдвигающих сил, приходящихся на единицу длины шва, к единичному сдвигу смежных волокон двух соседних стержней, соединяемых связями данного шва. При абсолютно жестких поперечных связях стержни всего пакета изгибаются по одной кривой, уравнение которой определяется решением соответствующего дифференциального уравнения изгиба, известного из сопротивления материалов. При известных кривой изгиба и найденных функциях распределения сил сдвига в каждом шве методами сопротивления материалов определяется напряженное состояние каждого стержня в пакете.

По теории составных стержней А. Р. Ржаницына в свое время рассчитывались многие конструкции, в том числе металлические и железобетонные фермы, металлические составные колонны на планках и с решеткой, само собой, составные деревянные балки и колонны, и т. п. Такой подход был вполне обоснован в докомпьютерную эпоху. С появлением и развитием метода конечных элементов, с разработкой и применением современных проектно-вычислительных комплексов отношение к расчету составных стержней резко изменяется.

Современные положения. В современных нормативных документах [3] приведены формулы для вычисления несущей способности одного среза нагелей разных видов и указаны правила их расстановки по длине и ширине соединяемых элементов. Там же введен специальный термин: модуль скольжения нагеля K_{ser} (slip module).

По физическому смыслу модуль скольжения – это сила, воспринимаемая нагелем в плоскости скольжения, при взаимном единичном сдвиге соединяемых элементов. Не путать модуль скольжения с модулем сдвига G , известным в сопротивлении материалов и в теории упругости как модуль упругости второго рода упругого материала.

В [3] приведены формулы для вычисления модуля скольжения одного среза нагеля и даны рекомендации по применению значений модуля при расчете составных элементов по предельным состояниям несущей способности и эксплуатационной пригодности. Именно эти данные, содержащиеся в современных нормативных документах, позволяют рассматривать каждое нагельное соединение как отдельный конструктивный элемент и рассчитывать составные стержни и конструкции из них современными методами строительной механики стержневых систем.

Стержневая модель нагельного соединения. В данной работе ставится цель разработать стержневую модель (конечно-элементную модель) дискретного нагельного соединения и показать особенности ее применения к оценке напряженно-деформированного состояния составных стержней. При этом, не будем различать разные расчетные ситуации и разные предельные состояния. Рассматриваться будет конкретное напряженно-деформированное состояние конкретной расчетной схемы конкретного сооружения с известными размерами его элементов и известными свойствами материала при конкретных внешних нагрузках или воздействиях.

Дискретный нагель будем рассматривать как некоторое механическое устройство, соединяющее две смежные точки (два смежных узла) сплавляемых призматических стержней. Полагаем, что такое устройство состоит из двух независимых связей: продольной (направленной вдоль шва сплачивания и параллельной осям соединяемых стержней) и поперечной (направленной поперек шва сплачивания и перпендикулярной осям соединяемых стержней).

Соединяемые стержни (слои пакета) моделируются прямыми (или кривыми, для арочных конструкций) линиями, совпадающими с осями стержней. Оси слоев могут подразделяться узлами на любое количество участков (конечных элементов).

Поперечная связь препятствует отрыву либо прижатию соединяемых связью точек (узлов) смежных слоев стержня. Расчетной моделью поперечной связи будет обычный шарнирно присоединенный к узлам стержень (эквивалент стержню фермы).

Продольная связь должна воспринимать усилия сдвига, препятствуя взаимному смещению вдоль шва соединяемых дискретной связью смежных узлов составного стержня (взаимному смещению его слоев), и передавать на эти узлы сосредоточенные моменты. Соответствующая стержневая модель, соединяющая два смежных узла двух смежных слоев, представлена на рис. 1.

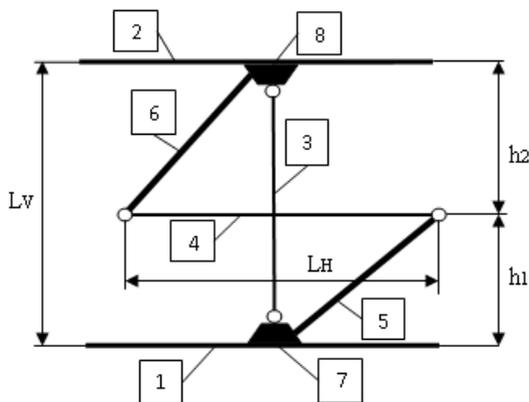


Рисунок 1. Стержневая модель дискретного нагеля:

- 1 и 2 – оси соответственно нижнего и верхнего слоя (соединяемые стержни);
- 3 – поперечная связь как стержень фермы, работающая на отрыв или прижатие слоев; 4 – продольная связь как стержень фермы, воспринимающая усилие сдвига;
- 5 и 6 – вспомогательные консоли большой жесткости, передающие как стержни рамы сосредоточенные моменты соответственно на нижний и верхний узлы стыка;
- 7 и 8 – смежные узлы соответственно нижнего и верхнего соединяемых слоев

Продольная связь 4 лежит в плоскости шва. Ее длина L_h и ее расположение в плоскости шва по горизонтали могут назначаться произвольно. Осевая жесткость продольной связи EA как стержня

фермы связаны с модулем скольжения и ее длиной следующей зависимостью:

$$EA = K_{ser} L_H$$

Осевая жесткость поперечной связи 3 задается конкретным значением в соответствии с механической конструкцией соединения или достаточно большой, если связь полагать недеформируемой, «абсолютно жесткой». Подобные поперечные связевые стержни можно расставлять произвольно по длине параллельных соединяемых стержней, если ставится цель выявить знак контакта: прижимаются слои или отрываются один от другого.

Вспомогательные консоли 5 и 6 задаются достаточно большой осевой и изгибной жесткости. Их назначение – передать на смежные узлы 7 и 8 сосредоточенные моменты, вызываемые усилиями сдвига, имеющими эксцентриситеты h_1 и h_2 относительно осей соединяемых слоев.

Рассматриваемые стержневые модели дискретных соединений нагельного типа легко кодируются в любых проектно-вычислительных комплексах, оперирующих стержневыми конечными элементами, плоскими или пространственными. Они легко трансформируются в соответствии с решаемыми задачами. Их расположение и количество для современных компьютеров не ограничивается.

Примеры применения. В качестве объекта исследования рассмотрим составной брус из двух одинаковых трехметровых сосновых брусьев квадратного поперечного сечения 10 x 10 см, объединяемых стальными болтами, количество которых и шаг расстановки будет принят разным для разных расчетных схем. Соответственно назначаем:

$L_V = 10$ см – расстояние между осями слоев пакета;

$L_H = 2$ см – длина стержня горизонтальной связи одного болтового нагеля, симметрично расположенной по отношению к оси поперечной связи нагеля;

$h_1 = 5$ см – эксцентриситет нижнего стержня пакета;

$h_2 = 5$ см – эксцентриситет верхнего стержня пакета.

Приведенные выше размеры полностью определяют размеры стержневой модели одноболтового нагеля в соответствии с рис. 1.

Упругие свойства рассматриваемого нагеля определяем следующими параметрами.

В соответствии с [1] модуль скольжения одного среза болтового соединения в данной работе примем округленно равным $K_{ser} = 4 \text{ кН} / \text{мм}$, что соответствует обобщенному болту диаметром около 8–9 мм. Жесткость продольной связи как стержня фермы принимаем равной:

$$EA_H = K_{ser} L_H = 4 \text{ кН} / \text{мм} \times 20 \text{ мм} = 80 \text{ кН} .$$

Поперечную связь болтового нагеля рассматриваем как деревянный стержень сечением 10 x 10 см и длиной $L_V = 10$ см. Вспомогательные подкосы также рассматриваем как деревянные стержни повышенной жесткости сечением 20 x 20 см.

Модуль упругости древесины в соответствии с [1] $E = 12$ ГПа.

Трехметровый составной брус общим сечением 10 x 20 см опираем по торцам на горизонтальные опорные площадки площадью 10 x 10 см., следовательно, пролет такой простой шарнирно опертой балки равен 290 см. Слои составной балки подразделяем на 30 участков. На границах участков размещаем болтовые нагели, всего 29 штук с шагом 10 см. Для тестового расчета загружаем балку 29 сосредоточенными силами, приложенными к верхнему слою на границах участков. Составляем конечно-элементную расчетную модель составной балки с указанными параметрами и модель реферативной эквивалентной балки цельного поперечного сечения. Выполняем расчеты полученных моделей с помощью ПКВ.

При заданной равномерной нагрузке по всему пролету с суммарным значением 29 кН прогиб составной балки в середине пролета равен 22,026 мм, а прогиб реферативной балки цельного сечения – 11,514 мм.

Обнуляем жесткости продольных связей 29 нагелей и, выполнив расчет, получаем прогиб в середине пролета составной балки из двух несвязанных брусьев (отсутствие связей, препятствующих взаимному сдвигу), равный 46,056 мм, что в четыре раза больше, чем прогиб реферативной балки цельного сечения, как и должно быть. Продолжая тестирование модели, назначаем жесткость продольных связей нагельных соединений на 8 порядков выше принятого ранее значения (вариант абсолютно жестких связей сдвига). В

результате получаем прогиб составной балки в 11,549 мм, что практически равно прогибу реферативной балки цельного поперечного сечения. Таким образом, работоспособность предлагаемой стержневой модели нагеля полагаем проверенной.

Характер распределения изгибающих моментов и продольных сил в слоях составной балки на болтовых нагелях, равномерно расставленных по длине балки, при равномерной нагрузке полностью отвечает работам [2, 3] (рис. 2 и 3).



Рисунок 2. Эпюра изгибающих моментов в нижнем слое составной балки при равномерной нагрузке

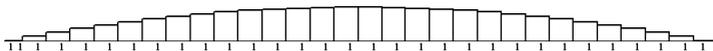


Рисунок 3. Эпюра продольных сил в нижнем слое составной балки при равномерной нагрузке

На рис. 4 продемонстрировано отсутствие зоны чистого изгиба в симметрично нагруженной двумя силами $F = 1$ кН симметричной составной балке. Наибольшие изгибающие моменты в слоях возникают не в середине пролета симметрично нагруженной балки, а под силами.

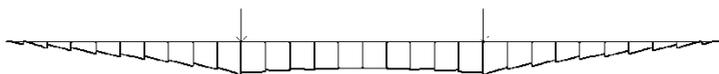


Рисунок 4. Эпюра изгибающих моментов в верхнем слое составной однопролетной балки при двух симметричных силах

Рис. 5 демонстрирует факт, что в составной балке на ненагруженных консольных свесах также возникают внутренние силы. В расчетной схеме рисунка 5 опорные вертикальные связи поставлены в узлах нижнего слоя на расстоянии 50 см от обоих торцов составной балки. Балка имеет пролет 200 см и по торцам две консоли по 50 см. В этой же расчетное схеме с ненагруженными консолями распределение продольных сил (рис. 6) в слоях составной бал-

ки оказалось подобным распределению продольных сил в составной балке, работающей всей длиной (рис. 3).

Распределение сдвигающих сил в нагельных связях (в рассматриваемой расчетной схеме это продольные силы в стержнях 4 (рис. 1)) в составной балке с ненагруженными консолями и двумя симметрично приложенными в четвертях пролета сосредоточенными силами по методике расчета составных стержней с распределенными связями сдвига [2, 3] определить оказывается не так-то просто. Дискретная расчетная модель нагельного соединения позволяет это сделать без особых затруднений (рис. 7).

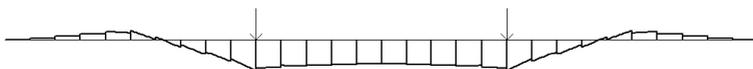


Рисунок 5. Эпюра изгибающих моментов в верхнем слое составной балки с двумя ненагруженными консолями вылетом по 50 см при двух симметричных силах



Рисунок 6. Эпюра продольных сил в верхнем слое составной балки с двумя ненагруженными консолями по 50 см при двух силах



Рисунок 7. Распределение внутренних сил сдвига в продольных связях составной балки с консолями при 29 нагелях

Рассмотрим вариант разреженной расстановки нагелей по длине соединяемых брусьев. Поставим болтовые нагели группами по 9 штук с шагом 10 см, начиная с торцов, в приопорных зонах однопролетной балки. В соответствии с проведенными расчетами при равномерном нагружении всего пролета 29 силами по 1 кН прогиб в середине пролета составил 22,89 мм, что мало отличается от прогиба значением 22,026 мм в такой же балке с нагелями по всей длине. Распределение изгибающих моментов и продольных сил в слоях составной балки показано на рис. 8 и 9. В центральной зоне состав-

ной балки, где отсутствуют нагели, эпюры изгибающих моментов не имеют скачков, а продольные силы постоянны.



Рисунок 8. Эпюра изгибающих моментов в нижнем слое составной балки при нагрузке по всему пролету и отсутствии связей сдвига в центральной части

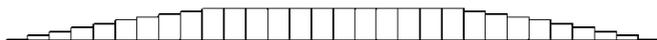


Рисунок 9. Эпюра продольных сил в нижнем слое составной балки при нагрузке по всему пролету и отсутствии связей сдвига в центральной части

При загрузении последней расчетной схемы составной балки только двумя единичными силами прогиб в середине пролета составил 2,127 мм, что незначительно больше в сравнении с прогибом в 2,047 мм при нагелях по всей длине балки. Соответствующие эпюры изгибающих моментов и продольных сил приведены на рис. 10 и 11.

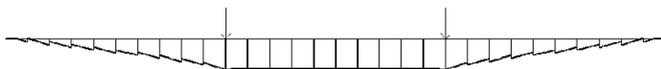


Рисунок 10. Эпюра изгибающих моментов в верхнем слое составной балки при двух силах и отсутствии связей сдвига в центральной части

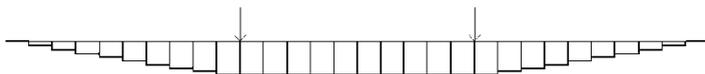


Рисунок 11. Эпюра продольных сил в верхнем слое составной балки при двух силах и отсутствии связей сдвига в центральной части

Заключение. По результатам проведенных в данной работе исследований можно сделать следующие выводы.

1. Предложенная стержневая модель нагельного соединения позволяет применять для расчета составных многослойных элементов современные проектно-вычислительные комплексы и другие

подобные программные продукты, основанные на работе со стержневыми конечными элементами.

2. Количество слоев и характер расстановки соединительных элементов не лимитируется.

3. Составные элементы могут работать на поперечный изгиб, либо на растяжение-сжатие с изгибом при произвольных условиях закрепления и соединения.

Список использованных источников:

1. СП 5.05.01-2021. Деревянные конструкции. 01.06.2021
2. Ржаницын, А. Р. Составные стержни и пластинки / А. Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1986. – 316 с.
3. Ржаницын, А. Р. Строительная механика / А. Р. Ржаницын. – М.: Высш. шк., 1991. – 439 с.

К ВОПРОСУ ОГНЕСТОЙКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

ЗВЕРЕВ В. Ф., СЕРГИЕНКО И. В.

Белорусский национальный технический университет

При применении в строительстве бетонов повышенной прочности остро встает вопрос об увеличении огнестойкости железобетонных конструкций. Это связано прежде всего с тем обстоятельством, что при увеличении защитного слоя бетона – увеличивается поперечное сечение конструкций и происходит удорожание строительства, кроме того при повышении температуры, особенно это проявляется при пожарах, конструкции из высокопрочных бетонов, как правило, повержены взрывообразному разрушению.

Существующие нормативные документы регламентируют внесение в структуру бетона специальных заполнителей и устройство противоткольных металлических сеток. Кроме указанных мероприятий, рекомендуется увеличение защитного слоя бетона, применение специального покрытия конструкций или использование дополнительных облицовок.

Исследованиям повышения предела огнестойкости железобетонных конструкций посвящено довольно много работ ученых. Требования различных нормативных документов регламентируют устанавливать для железобетонных конструкций предел огнестойкости в пределах R150–R240 [1, 2].

Рассматривая характер разрушения железобетонных конструкций из бетонов повышенной прочности при воздействии огня, следует отметить, что в данном случае возникает опасное явление «взрывное разрушение бетона». Данное явление проявляется на 5–15 минутах огневого воздействия и сопровождается взрывным эффектом в виде откола фрагментов бетона с разлетом на расстояние до 15 метров. Исследуемая конструкция разрушается в течении 15–60 минут. Особенно это явление опасно для тонкостенных конструкций, плит покрытия, плиты перекрытия и т. п.

Исходя из вышеизложенного для повышения пределов огнестойкости железобетонных конструкций и предотвращения взрывоопасного разрушения бетона, сложились определенные способы огнезащиты, включающие обетонирование, применение штукатурных покрытий, экраны и облицовки, тонкостенные вспучивающиеся покрытия, полипропиленовые добавки.

Увеличение толщины защитного слоя бетона позволяет повысить предел огнестойкости до (180–240 минут).

Недостатком такого вида огнезащиты является увеличение массы и размеров конструкции.

Применение облицовок и штукатурных покрытий повышает предел огнестойкости до (180–240 минут).

Недостатком такого вида защиты прежде всего является снижение технологичности при возведении зданий. Кроме того, при пожаре в Нью-Йорке в 2000 году в башнях-близнецах облицовка несущих колонн вермикулитовыми плитами показала себя неудовлетворительно, так как при взрыве самолета в башне была разрушена облицовка и как следствие металлические колонны оказались под воздействием огня.

Применение вспучивающихся тонкостенных покрытий характеризуется положительным эффектом, повышением предела огнестойкости железобетонных плит до 240 минут, что подтверждено результатами огневых испытаний железобетонных плит перекрытий, проведенных в 2015 году в лаборатории «ПожПолиТест».

Использование фибры в составе бетона, показало себя с положительной стороны. Результаты экспериментальных исследований показали положительное воздействие дисперсного армирования не только на деформативность и прочность бетона, но также на огнестойкость бетона. Исследования, проведенные в ведущих университетах мира показали повышение пределов огнестойкости бетона, а кроме того при применении фибры в особенности полипропиленовой бетон защищается от взрывоопасного разрушения.

Исследования, проведенные в БНТУ на кафедре «Строительные конструкции» с помощью программного комплекса ANSYS показали положительное влияние фибры на взрывобезопасность бетона.

Рассматривалась бетонная плита с 0,1 % полипропиленовой фибры длиной волокна 12 мм, также аналогичного образца, покры-

того трехслойным огнезащитным покрытием, и железобетонного образца со стандартными характеристиками.

Геометрические размеры образцов 1100 x 1100 x 200 мм. Предполагалось огневое воздействие стандартного пожара по ИСО834.

Получены изополя температур образцов в моменты времени $t = 20$ мин, $t = 60$ мин, $t = 120$ мин, $t = 150$ мин, $t = 180$ мин. Построена кривая прогрева рабочей железобетонной плиты, полученная методом компьютерного моделирования, а также кривая прогрева с добавлением 0,1 % полипропиленовой добавки и огнезащитного покрытия.

В результате проведенных исследований при применении огнезащитных покрытий и добавок установлено, что огнезащитное покрытие замедляет скорость прогрева арматуры в 2,5 раза, а применение добавок полипропиленовой фибры снижает скорость прогрева арматуры в 1,9 раза и обеспечивает стойкость железобетонных конструкций от взрывоопасного разрушения.

Список использованных источников:

1. Федоров В. С. Огнестойкость и пожарная безопасность строительных конструкций [Текст]/Федоров В. С., Левитский В. Е., Молчадский И. С., Александров А. В. – М.: Изд. АСВ. 2009. – 408 с.
2. СНиП 21-01-97* Пожарная безопасность зданий и сооружений [Текст]. – Введ. 01.01.1998.– М. : Изд. Гос. предпр. – Центр проектной продукции массового применения, 2012 – 16 с.

ПРОСТРАНСТВЕННАЯ КОНТАКТНАЯ ДЕФОРМАЦИЯ ПРЯМОУГОЛЬНОЙ ПЛАСТИНКИ ПРИ УСЛОВИИ ОГРАНИЧЕНИЙ НА ЕЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ

КОТОВ Ю. Н.

Белорусско-Российский университет

В работе рассматривается задача расчета пластинки на упругом основании при условии, что часть точек пластинки при ее изгибе лежат в одной наклонной плоскости. Упругое основание, на котором располагается пластинка, считается упругим однородным изотропным полупространством. Подобная задача возникает, например, при расчете фундаментной плиты многоэтажного здания, когда точки фундаментной плиты под колоннами и диафрагмами жесткости находятся в одной плоскости.

Для определения контактных напряжений между пластинкой и основанием используется способ Жемочкина. Система разрешающих канонических уравнений включает в себя уравнения способа Жемочкина и уравнения нахождения отдельных точек плиты в наклонной плоскости. В результате решения системы определяются усилия в связях Жемочкина и неизвестные силы, вызывающие перемещения ряда точек пластинки в одной наклонной плоскости. Далее находятся перемещения пластинки и усилия в ней.

В качестве примера рассчитана база внецентренно сжатой металлической колонны двутаврового поперечного сечения, лежащей на бетонном основании. Показаны изолинии и графики контактных напряжений и перемещений, графики изгибающих моментов и перемещений по характерным сечениям базы.

Постановка задачи. Рассмотрим пластинку на упругом основании под действием неизвестной асимметричной вертикальной нагрузки, вызывающей перемещения некоторых точек пластинки, лежащих в одной наклонной плоскости (рис. 1). Примем, что на контакте между пластинкой и упругим основанием возникают только нормальные напряжения, для пластинки справедливы гипотезы технической теории изгиба [1]. Требуется определить контактные

напряжения между пластинкой и упругим основанием, ее вертикальные перемещения и усилия в ней.

Алгоритм расчета. Поставленную задачу будем выполнять способом Жемочкина [2]. Разобьем пластинку на равные прямоугольные участки размерами Δx и Δy . В центре каждого участка поставим вертикальную жесткую связь, через которую осуществляется контакт пластинки с упругим основанием. Будем считать, что усилие в связи вызывает равномерное распределение контактных напряжений в пределах каждого участка. Внешние силы P_k неизвестны и вызывают вертикальные перемещения некоторых точек пластинки, лежащие в одной плоскости. Для решения задачи используем смешанный метод строительной механики [3]. Для этого разрежем все связи и в начале координат введем защемление.

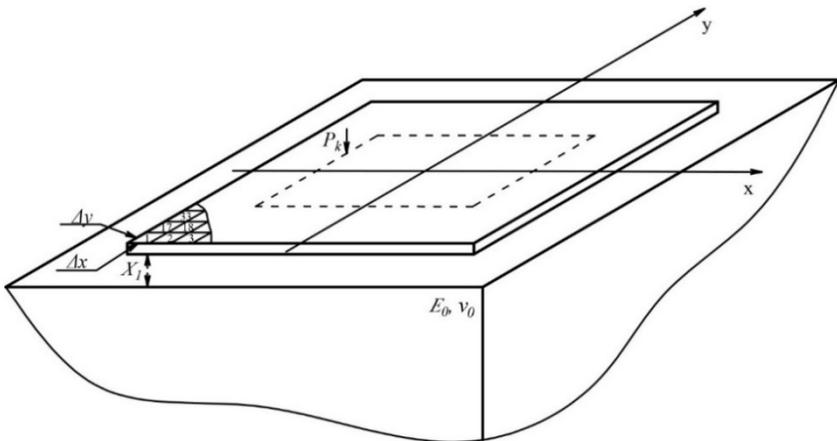


Рисунок 1. Пластинка на упругом основании

Система уравнений при величине равнодействующей внешних сил R имеет вид:

$$\sum_{k=1}^m \delta_{i,k} X_k + u + \varphi_x y_i + \varphi_y x_i + \sum_{k=1}^n y_{i,k} P_k = 0, \quad i = 1, \dots, m;$$

$$-\sum_{k=1}^m X_k + \sum_{k=1}^n P_k = 0;$$

$$\begin{aligned}
& -\sum_{k=1}^m x_k X_k + \sum_{k=1}^n x_{pk} P_k = 0; \\
& -\sum_{k=1}^m y_k X_k + \sum_{k=1}^n y_{pk} P_k = 0; \\
& \sum_{k=1}^m F_{i,k} X_k - u' - \varphi'_x y_i - \varphi'_y x_i = 0, \quad i = 1, \dots, n; \\
& \sum_{k=1}^n P_k = R; \\
& \sum_{k=1}^n x_{pk} P_k = R a_x; \\
& \sum_{k=1}^n y_{pk} P_k = R a_y,
\end{aligned} \tag{1}$$

где m – число участков Жемочкина на пластинке;

n – число неизвестных сил, приложенных к точкам пластинки с перемещениями, лежащими в одной наклонной плоскости;

x_{pk}, y_{pk} – расстояние от введенного заземления до участков, где приложены сосредоточенные неизвестные силы;

X_k – неизвестное усилие в связи Жемочкина на участке с номером k ;

u, φ_x, φ_y – неизвестные линейное и угловые перемещения введенного в начале координат пластинки заземления;

$\delta_{i,k}$ – взаимное вертикальное перемещение разрезанной связи Жемочкина с номером i . Состоит из двух слагаемых. Первое представляет перемещения центра участка с номером i упругого основания от единичной силы, распределенной равномерно по участку с номером k ($i=1, \dots, m$), ($k=1, \dots, m$). Определяется для упругого по-

лупространства по формуле $\delta_{i,k} = \frac{1 - \nu_0^2}{\pi E_0 \Delta x} F_{i,k} + y_{i,k}$, где выражение

для $F_{i,k}$, приводится в [4]. Для некоторых иных моделей упругого основания выражения для $F_{i,k}$ можно также найти в [2, 4];

P_k – неизвестное сила, приложенная к центру участка на пластинке с номером k ($k = 1, \dots, m$);

$u', \varphi'_x, \varphi'_y$ – неизвестные линейное и угловые перемещения наклонной плоскости, на которой расположены n неизвестных сил;

$Y_{i,k}$ – вертикальное перемещение (прогиб) центра участка Жемочкина с номером i на пластинке с заземлением от единичной силы, приложенной к центру участка пластинки с номером k ($i = 1, \dots, m$), ($k = 1, \dots, m$). Определяется по формуле, приведенной в [4];

$\Delta x, \Delta y$ – размеры прямоугольного участка Жемочкина;

E_0, ν_0 – упругие постоянные полупространства;

R, a_x, a_y – равнодействующая внешних сил и расстояние от введенного заземления до участка, где приложена равнодействующая.

После решения системы (1) определяются вертикальные перемещения центров участков Жемочкина на пластинке, по которым численным дифференцированием находятся внутренние усилия в пластинке.

Результаты расчета. Расчет выполнялся для металлической базы размерами опорной плиты 0,64 м x 0,52 м x 0,04 м на бетонном фундаменте с упругими постоянными – $E_0 = 30600$ МПа, $\nu_0 = 0,17$. Колонна – сварная двутаврового сечения, размером 0,4 м x 0,28 м опирается на базу симметрично. Контактная зона двутавра с опорной плитой содержит 22 участка Жемочкина. Центры этих участков принадлежат базе, находятся в одной наклонной плоскости и имеют одинаковые угловые перемещения. Из-за действия асимметричной вертикальной нагрузки принято, что равнодействующая внешних сил R проходит через центр участка Жемочкина под № 107. Система разрешающих уравнений имеет 233 порядок. После решения системы находились контактные напряжения и определялись перемещения. На рис. 2, 3 показаны линии равных контактных напряжений и вертикальных перемещений базы. Явно выделяется область, соответствующая области контакта двутавра с базой. Также выделяется область внецентренного сжатия. Видно, что наибольшие

значения контактных напряжений расположены в местах контакта краев двутавра с базой.

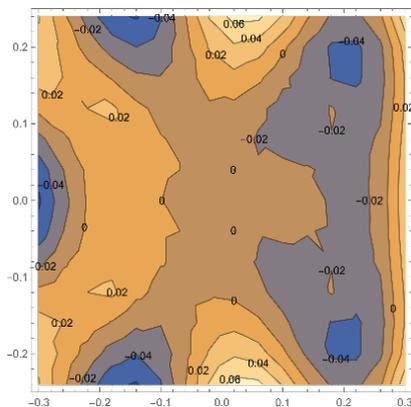


Рисунок 2. Изолинии распределения равных контактных напряжений в пластинке от $R = 1$

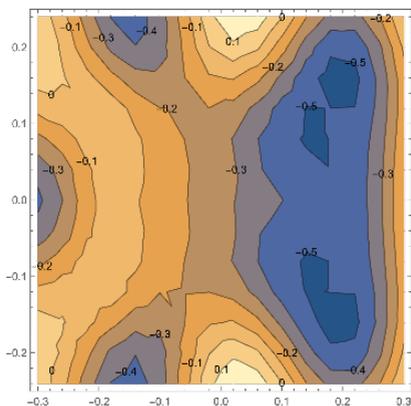


Рисунок 3. Изолинии распределения вертикальных перемещений в долях от $\frac{R(1-\nu_0^2)}{\pi E_0 \Delta x}$

На рис. 4, 5, 6 приводятся графики изгибающих моментов, перемещений и напряжений по характерным сечениям базы, соответствующие стенкам и полкам двутавра.

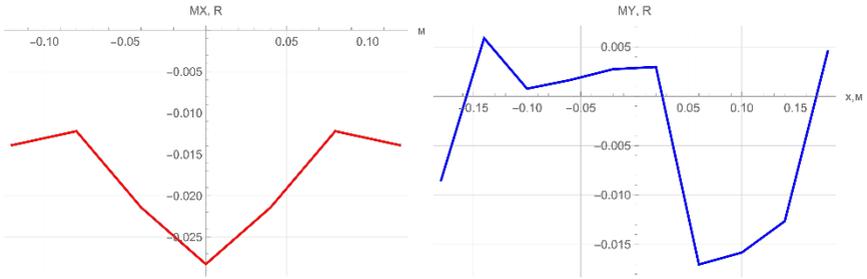


Рисунок 4. Графики распределения изгибающих моментов в опорной пластине по сечению под полкой в растянутой зоне и под стенкой двутавра

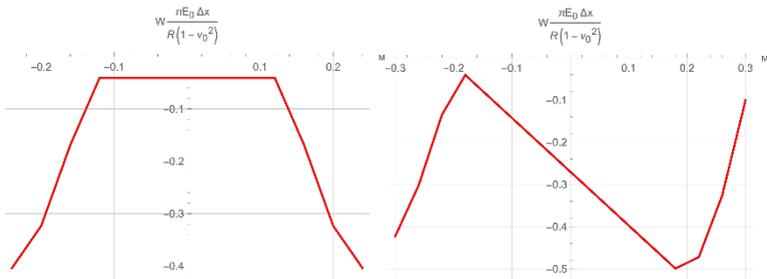


Рисунок 5. Графики перемещений узлов базы по вертикальной оси, совпадающей с полкой двутавра в растянутой зоне и по стенке двутавра

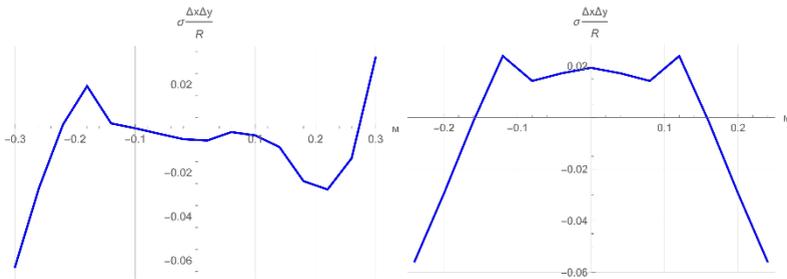


Рисунок 6. Графики распределения контактных напряжений под стенкой двутавра и по вертикальной оси, совпадающей с полкой двутавра в растянутой зоне

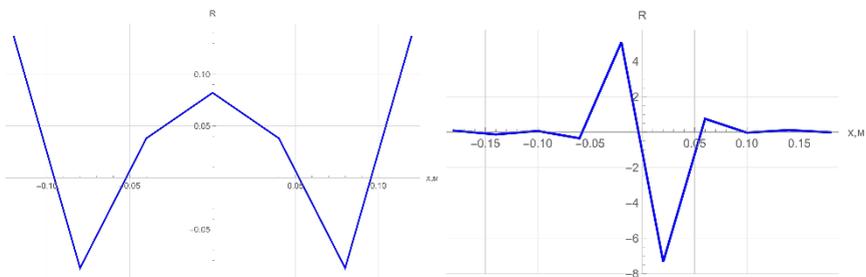


Рисунок 7. Графики распределения сил давления двутавра на опорную пластину по полке двутавра в растянутой зоне и по стенке двутавра

На рис. 7 показаны вертикальные силы, возникающие на контакте двутавра и базы в долях от величины R внецентренно приложенной равнодействующей силы. На графике распределения сил давления двутавра на опорную плиту видно, что минимальные силы возникают у краев полок двутавра. Силы, возникающие в стенке двутавра, близки к нулю вблизи полок двутавра. Как видно из расчета, распределения давлений от двутавра на опорную плиту неравномерны.

Все расчеты выполнялись в программном комплексе *Wolfram Mathematica 12.2*. [5, 6].

Закключение. В работе изложена методика расчета пластинки на упругом основании способом Жемочкина при условии, что часть точек пластинки при изгибе лежат в одной наклонной плоскости. Данная методика позволяет найти вертикальные перемещения пластинки, распределение контактных напряжений и силы, обеспечивающие нахождение некоторых перемещений пластинки в одной плоскости. В качестве примера приведен расчет базы внецентренно сжатой металлической колонны. Анализ полученных величин показывает, что распределения давлений от двутавра на опорную плиту неравномерны. Полученные результаты могут быть пригодны для использования, в частности, на стадии эксплуатации металлической базы колонны и для расчета фундаментных плит многоэтажных зданий также на стадии эксплуатации [7].

Список использованных источников:

1. Александров, А. В., Потапов В. Д. Основы теории упругости и пластичности: уч. для строит. спец. вузов – 2-е изд., испр. – М.: Высшая школа, 2002. – 400 с.
2. Жемочкин, Б. Н., А. П. Сеницын. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. М.: Стройиздат, 1962. – 239 с.
3. Ржаницын, А. Р. Строительная механика. М.: Высш. шк., 1991. – 439 с.
4. Босаков, С. В. Статические расчеты плит на упругом основании. Минск: БНТУ, 2002. – 128 с.
5. Дьяконов, В. П. Mathematica 5/6/7. Полное руководство. – М. : ДМК, Пресс, 2009. – 624 с.
6. Половко, А. М. Mathematica для студента. – СПб.: БХВ–Петербург. – 2007. – 368 с.: ил.
7. Маликова Т. А. Анализ натуральных осадок плитных и коробчатых фундаментов многоэтажных зданий. Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1972. –2. – С. 17 – 21.

**СОПРОТИВЛЕНИЕ ИЗГИБУ НЕРАЗРЕЗНЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С КОМБИНИРОВАННЫМ
АРМИРОВАНИЕМ РАСТЯНУТОЙ ЗОНЫ НАД
ПРОМЕЖУТОЧНОЙ ОПОРОЙ**

ГИЛЬ А. И., ЛАЗОВСКИЙ Е. Д.

Полоцкий государственный университет

В современной строительной отрасли Республики Беларусь требуется непрерывный рост эффективности и технологичности производства строительных конструкций, снижения трудоемкости и экономических затрат, применения новых энергоэффективных материалов и изделий. Одной из задач по усовершенствованию отрасли является расширение области использования неметаллического композитного стержневого армирования в изгибаемых железобетонных элементах. Композитная неметаллическая арматура имеет ряд положительных физико-механических характеристик по сравнению с металлическим (стальным) аналогом: коррозионно стойкая, устойчива к воздействиям отдельных видов кислот, щелочей, солей и сернистых газов, диэлектрически проницаема, имеет малый удельный вес. Из отрицательных свойств отмечается следующее: низкий модуль упругости и низкая огнестойкость [1, 2].

Одной из основных проблем внедрения в строительную практику неметаллической композитной стержневой арматуры является низкое значение модуля упругости по сравнению со стальным аналогом и хрупкое разрушение при разрыве без значительных деформаций. Применение данного вида армирования в изгибаемых железобетонных элементах приводит к их хрупкой форме разрушения конструкции, вследствие повышенной деформативности и большой ширины раскрытия трещин.

Одним из решений названной проблемы является применение комбинированного армирования – введение в растянутую зону элемента, армированную неметаллическими композитными стержнями, изгибаемого железобетонного элемента некоторого количества металлической (стальной) стержневой арматуры.

Применение неметаллической композитной стержневой арматуры без предварительного напряжения в составе комбинированного армирования растянутой зоны сечений над опорами изгибаемых неразрезных железобетонных балок значительно расширит область применения данного вида армирования и позволит более рационально использовать ее физико-механические характеристики.

Для расширения области применения композитной неметаллической арматуры разработана методика расчета сопротивления изгибу статически неопределимых (неразрезных) железобетонных балок с комбинированным армированием растянутой зоны над промежуточной опорой, которая учитывает особенности напряженно-деформируемого состояния растянутой зоны над промежуточной (неразрезной) опорой на основе методов строительной механики, общей деформационной модели и блочной модели сопротивления железобетона [3]. Для реализации методики расчета необходимо получить распределение относительных деформаций комбинированного армирования по длине элемента, для этого разработана расчетная модель напряженно-деформированного состояния поперечных сечений.

В предлагаемой расчетной модели напряженно-деформированного состояния поперечных сечений вводятся следующие предпосылки базовой блочной модели сопротивления, разработанной для изгибаемых статически неопределимых железобетонных балок со стальным армированием с учетом конструктивных особенностей элемента:

– изгибаемый статически неопределимый (неразрезной) железобетонный элемент представляет собой элемент длиной L , разделенный на подэлементы конечной длины ΔL (рис. 1), образованные двумя соседними трещинами нормального отрыва, которые возникают в поперечных сечениях, где растягивающие напряжения в бетоне достигают предельных значений. Подэлементы связаны между собой растянутой стальной, композитной стержневой арматурой и сжатым бетоном [4];

– бетон, композитная и стальная арматура работают совместно в соответствии с принятыми законами сцепления [5]. Касательные напряжения по площади контакта арматурного стального стрежня с бетоном и их взаимное смещение связаны по зависимости $\tau_{bs} = f_{ym(0.2m)}(s_s)$, касательные напряжения по площади контакта арма-

турного композитного стержня с бетоном и их взаимное смещение связаны по зависимости $\tau_{bf} = f_{jm}(s_{ij})$;

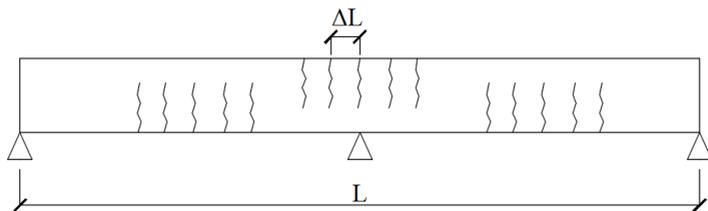


Рисунок 1. Схема разбиения железобетонного элемента на подэлементы

– растягивающие напряжения в бетоне распределяются равномерно от стальной и композитной неметаллической стержневой арматуры по эффективной площади вокруг стержней, высотой равной глубине эффективной площади бетона $h_{ct,eff}$ (мм) (рис. 2), деформации на растяжение бетона предполагаются постоянными по всей площади [6];

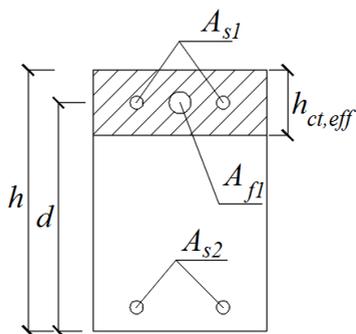


Рисунок 2. Эффективная высота $h_{ct,eff}$ растянутого бетона в сечении на промежуточной опоре балок с комбинированным армированием

– образование трещин нормального отрыва в растянутой зоне с комбинированным армированием на промежуточной опоре происходит при достижении относительных деформаций бетона на уровне центра тяжести стальной и композитной неметаллической растянутой арматуры значений, соответствующих значению предельной растяжимости бетона сечения на изгиб [7];

– в процессе деформирования под нагрузкой выделяют две стадии трещинообразования: неустановившееся трещинообразование,

т. е. появление новых трещин нормального отрыва возможно, и установившееся – появление новых трещин нормального отрыва невозможно, т. е. количество трещин не изменяется;

– ширина раскрытия трещин нормального отрыва w_m в растянутой зоне на промежуточной опоре изгибаемой статически неопределимой (неразрезной) железобетонной балки обусловлена взаимным смещением арматурных стальных и композитных неметаллических стержней относительно бетона в уровне его центра тяжести по обе стороны от краев трещины по длине участка перераспределения растягивающих напряжений.

Для определения относительных деформаций стальной, композитной неметаллической арматуры и бетона растянутой зоны по длине подэлемента на основе принятых предпосылок и зависимостей между касательными напряжениями и взаимными смещениями конкретных стальных и композитных стержней с бетоном, выделяется участок бетона со стороны центральной трещины нормального отрыва высотой равной высоте эффективной растянутой зоны бетона, площадью поперечного сечения $A_{ct,eff} = h_{ct,eff}b_w$ с площадью композитных стержней A_f , стальных A_s и длиной dx (рис. 3).

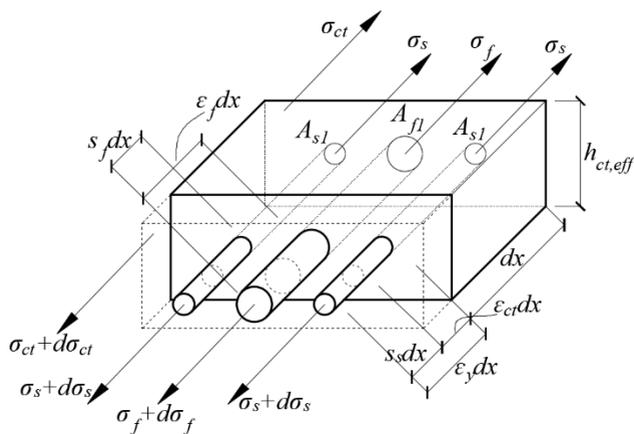


Рисунок 3. Участок бетонного подэлемента с комбинированным армированием

Для получения распределения относительных деформаций растянутого бетона, стальной и композитной неметаллической арматуры бетонный подэлемент, образованный центральной и ближайшей от нее трещинами нормального отрыва в растянутой зоне над про-

межуточной опорой высотой $h_{ct,eff}$, разделяется n поперечными сечениями на $(n - 1)$ интервалов длиной Δx . Разделение на интервалы производят таким образом, чтобы границы интервалов на концах бетонного подэлемента совпадали с границами трещин нормального отрыва рассматриваемой балки. Уравнения равновесия и совместности деформирования для подэлемента, выделенного трещинами нормального отрыва, представляются в виде системы уравнений:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{dx} s_s = \varepsilon_y(\sigma_s) - \varepsilon_{ct} \left(\frac{N - \sigma_s A_s}{A_{ct,eff}} \right) \\ \frac{d}{dx} s_f = \varepsilon_f(\sigma_f) - \varepsilon_{ct} \left(\frac{N - \sigma_f A_f}{A_{ct,eff}} \right), \\ \frac{d}{dx} \sigma_s = \frac{4}{\varnothing} \tau(s_s) \\ \frac{d}{dx} \sigma_f = \frac{4}{\varnothing} \tau(s_f) \end{array} \right. \quad (1)$$

где N – растягивающее усилие на рассматриваемом этапе нагружения, Н.

Из решения системы уравнений (2) определяется распределение относительных деформаций стальной, композитной неметаллической арматуры и растянутого бетона и вычисляют значение кривизны в i -том сечении по длине рассматриваемого подэлемента:

$$\frac{1}{r_{c,i}} = \frac{\varepsilon_{y(f),i}}{d - x_{c,i}}; \quad (2)$$

где $\varepsilon_{y(f),i}$ – относительные деформации в стальной и композитной неметаллической арматуре;

d – рабочая высота сечения балки, мм;

$x_{c,i}$ – высота сжатой зоны бетона в i -том сечении, мм.

Для дальнейших расчетов по определению прочности изгибаемого элемента в целом, необходимо получить зависимость «изгибающий момент – угол поворота» на всех этапах нагружения. При

этом угол поворота θ можно определить из следующего интегрального уравнения (при известном распределении кривизны по длине участка балки l_p , включающего один или несколько подэлементов, с началом у центральной трещины нормального отрыва справа или слева):

$$\theta = \int_{l_p} \frac{1}{r_c} (x) dx \quad (3)$$

Для расчета изгибаемых статически неопределимых (неразрезных) железобетонных балок с комбинированным армированием растянутой зоны над промежуточной опорой предполагается применение метода сосредоточенных деформаций, с учетом полученных зависимостей «изгибающий момент – угол поворота».

На основе блочной модели сопротивления изгибаемых железобетонных элементов, зависимостям «касательные напряжения – взаимное проскальзывание» для металлической (стальной) и композитной неметаллической стержневой арматуры с бетоном предложены расчетная модель, уравнения напряженно-деформированного состояния по длине бетонного подэлемента, выделенного трещинами нормального отрыва в растянутой зоне над промежуточной опорой и алгоритм их решения. Предложенная расчетная модель позволяет получить распределение относительных деформаций металлической (стальной), композитной неметаллической стержневой арматуры и растянутого бетона по длине бетонного подэлемента с учетом соотношения суммарной величины предельного растягивающего усилия композитной и стальной арматуры в составе комбинированного армирования, необходимые для дальнейших расчетов прочности.

Список использованных источников:

1. Зак, А. Ф. Физико-химические свойства стеклянного волокна / А. Ф. Зак. – М.: Ростехиздат, 1962. – 224 с.
2. Коррозионная стойкость стеклянного волокна и стеклопластиковой арматуры для бетона / Ю. В. Кондратьева [и др.] // Строво и архитектура Белоруссии. – 1972. – № 2. – С. 39 – 40.
3. Hil, A.I. Analisis of the bending continuous rc-beams with hybrid reinforcement in the tensile zone under intermedia support / A.I. Hil,

Y.D. Lazouski // Vestnik of Brest State Technical University – 2021. – №3. – P. 5 – 8.

4. Mantredi G. A refined R.C. beams elements including bond-slip relationships for the analysis of continuous beams / Mantredi G., Pecce M. // Computer and Structures, Volume 69, Issue 1, October 1998 – p.p. 53 – 62.

5. Fib Model Code for Concrete Structures 2010. – Germany. – 402 p.

6. Тур В. В. Сопротивление изгибаемых железобетонных элементов с комбинированным армированием стеклопластиковыми и металлическими стержнями / В. В. Тур, В. В. Малыха // Ресурсо-економі матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наукових праць. – Рівне, 2012. – Вип. 24. – С. 271 – 281.

7. Тур, В. В. Прочность и деформации бетона в расчетах железобетонных конструкций / В. В. Тур, Н. А. Рак. – Брест: БрГТУ, 2003. – 252 с.

НАТУРНЫЕ ИСПЫТАНИЯ СТАЛЬНЫХ ФЕРМ ПОКРЫТИЯ ДЛЯ ПОВТОРНОГО ПРИМЕНЕНИЯ

ЗГИРОВСКИЙ А.И., РУДЕНКОВ А.В.

Белорусский национальный технический университет

При сложившихся современных экономических реалиях в строительстве на ряду с строительством вновь возводимых строительных объектов, иногда появляется необходимость повторного применения строительных конструкций уже бывших в эксплуатации, полученных в результате поэтапной разборки зданий и сооружений, с последующим возведением несущих конструкций повторного применения на другой площадке. Порой такие операции оказываются экономически целесообразными, т. к. старое здание не надо утилизировать, а для нового сооружения отпадает необходимость изготовления несущих конструкций покрытия или каркаса в целом.

При выполнении работ по проектированию и строительству зданий и сооружений с применением стальных конструкций повторного применения, для обеспечения необходимого уровня безопасности и надежности возникает необходимость в проведении натуральных исследований и испытаний.

Центр научных исследований и испытаний строительных конструкций (ЦНИИСК) специализируется на проведении натуральных испытаний строительных конструкций, в том числе и стальных.

На этапе проведения натуральных испытаний возникают вопросы, так как в действующих ТНПА Республики Беларусь отсутствуют методики проведения натуральных испытаний для стальных конструкций.

На базе ЦНИИСК в лабораторных условиях были проведены натурные испытания экспериментальных конструкций покрытия типа «Молодечно» таких как, стропильная ферма пролетом 24 м и подстропильная ферма пролетом 12 м. Данные конструкции были демонтированы конструкции на производственном корпусе в г. Орша и перемещенные в г. Жодино для вновь возводимого объекта.

Демонтированное здание – блок вспомогательных цехов Оршанского завода приборов автоматического контроля, был разработан

Белорусским отделением ЦНИИПроектстальконструкция (шифр объекта 1035 КМ) в 1981 году. Запроектированный корпус блока вспомогательных цехов представлял собой производственное здание с размерами в плане 156,0 x 96,0 м. Здание отапливаемое одноэтажное четырёхпролетное. Шаг колонн каркаса 12,0 м, шаг стропильных ферм – 4,0 м. В здании все пролеты $L = 24$ м. В трёх пролетах из четырех были размещены подвесные двух- и трёхопорные краны грузоподъемностью от $Q = 1,0$ тс до $Q = 3,2$ тс. Покрытие здания малоуклонное оборудовано зенитными фонарями.

В поперечном направлении корпус представляет 4-х пролетную схему с колоннами, заземленными в фундаментах и шарнирно соединенными с ригелями покрытий. Устойчивость каркаса обеспечивалась: в поперечном направлении – жесткостью поперечных рам, в продольном направлении – диском, образованным профилированным настилом, системой связей по фермам покрытия и колоннам.

Покрытие разработано с применением ферм и связей из гнутосварных профилей прямоугольного сечения и профилированного оцинкованного настила без прогонов в соответствии с типовой серией 5992-КМ, выпуск 1 (беспрогонное решение). Стропильные фермы пролетом 24,0 м и высотой 2000 мм по наружным граням поясов – из гнутосварных профилей прямоугольного сечения с параллельными поясами с уклоном поясов 1,5 % и треугольной решеткой с нисходящими опорными раскосами.

Подстропильные фермы с высотой 1700 мм по наружным граням поясов, пролетом 12,0 м в соответствии с серией 5992-КМ, выпуск 1.

Несущие конструкции покрытия производственного корпуса блока вспомогательных цехов были запроектированы экспериментальными, с верхними сталежелезобетонными поясами стропильных и подстропильных ферм, т. е. внутренние полости поясов заполнялись бетоном. Сталежелезобетонные стропильные и подстропильные фермы для экспериментального строительства были разработаны проектным институтом «Ленпроектстальконструкция». Для заполнения мелкозернистым бетоном марки 400 верхнего пояса в опорном ребре стропильной фермы было предусмотрено отверстие диаметром 100 мм. С противоположной стороны полуфермы, для контроля заполнения верхнего пояса бетоном, фланец конькового узла снабжался отверстием диаметром 20 мм. Для подстропильных ферм пролетом 12 м в одном опорном ребре выполнялось

отверстие диаметром 100 мм, а в противоположном опорном узле выполнялось отверстие диаметром 20 мм. Суммарный объем бетона в верхнем поясе стропильной фермы составил $0,60 \text{ м}^3$, в подстропильной ферме – $0,36 \text{ м}^3$. Информация о технологии заполнения внутренних полостей поясов мелкозернистым бетоном не сохранилась.

Следует отметить, что центр научных исследований и испытаний строительных конструкций (ЦНИИСК) специализируется на проведении натуральных испытаний различных строительных конструкций, в том числе и стальных. В ранее проводимых исследованиях стальных конструкций покрытия натурные испытания выполнялись без доведения их до разрушения. В соответствии с заданием поставленным проектной организацией на испытание стальных ферм покрытия, конструкции должны были доведены до разрушения, т. е. после испытания их эксплуатация не допускалась.

Перед началом испытаний было выполнено освидетельствование конструкции, в результате которого было определено значение действительных геометрических параметров. До установки испытываемой конструкции ее на испытательный стенд производилась проверка соответствия конструкции рабочим чертежам, оценка качества изготовления. Для испытания была отобрана стропильные ферма марки ФСБ-24-2,4. Верхний пояс фермы, заполненный бетоном, выполнен из трубы прямоугольного сечения $180 \times 140 \times 6 \text{ мм}$. Полый нижний пояс – из квадратной трубы $140 \times 7 \text{ мм}$, опорный раскос, а также второй от опоры $120 \times 6 \text{ мм}$. Остальные средние раскосы выполнены из квадратной трубы $120 \times 4 \text{ мм}$. Для испытания подстропильной фермы была отобрана ферма марки ПФБ-24-54. Верхний пояс фермы, заполненный бетоном, выполнен из трубы прямоугольного сечения $200 \times 160 \times 8 \text{ мм}$. Полый нижний пояс – из квадратной трубы $160 \times 8 \text{ мм}$, опорный раскос и второй от опоры $140 \times 8 \text{ мм}$. Средние раскосы выполнены из квадратной трубы $120 \times 3 \text{ мм}$.

Была составлена программа испытаний, согласно которой была разработана методика проведения испытаний статическим нагружением, которая включала в себя разработку схем испытаний, определения контрольных нагрузок и контролируемых параметров. Схемы испытаний (опирания, нагружения, расстановки приборов) приняты на основании проектного положения конструкций. Кон-

трольные нагрузки и контролируемые параметры были определены по результатам поверочных расчетов конструкций.

Перед началом испытаний было выполнено освидетельствование конструкции, в результате которого было определено значение действительных геометрических параметров. Испытание ферм производилось в перевернутом положении. Нагружение производилось на верхний пояс, этапами. Контролируемым показателем при проведении нагружения являлось усилие, прикладываемое к фермам. Нагружение ферм, производилось при помощи гидравлической насосной станции и нагружающих домкратов. После приложения каждого этапа нагружения делалась выдержка 10 минут, после чего снимались отсчеты по приборам. На всех этапах нагружения фиксировался прогиб в середине пролета и осадки опор, для чего использовались прогибомеры. Для контроля напряжений в элементах ферм фиксировались удлинения элементов с помощью многооборотных индикаторов 1МИГ с ценой деления 0,001 мм на базе 200 мм (рис. 1 и б). По полученным относительным удлинениям рассчитывались фактические напряжения в элементах ферм.

В результате испытания ферм было получено значение разрушающей нагрузки и графики зависимости перемещений от действия нагрузки.

Схемы опирания и нагружения конструкций выбирались таким образом, чтобы они соответствовала фактическим условиям работы конструкций составе каркаса на стадии эксплуатации, а также чтобы в ходе испытания достигались контролируемые предельные состояния в расчетных сечениях.

Схема испытания стропильной фермы пролетом 24 м с указанием мест приложения узловой нагрузки к верхнему поясу, сечений элементов и расстановки прогибомеров представлена на рис. 1.

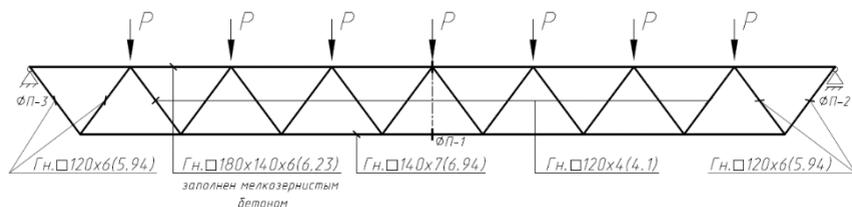


Рисунок 1. Схема испытания стропильной фермы пролетом 24 м

Испытываемые стропильная и подстропильная фермы в соответствии со схемой испытаний, как однопролетные свободно опертые и работающие в одном направлении опирались на две шарнирные линейные опоры, расположенные по концам конструкции, одна из которых была неподвижной, а другая – подвижной, допускающая перемещение конструкции вдоль пролета.



Рисунок 2. Общий вид стропильной фермы марки ФСБ-24-2,4 пролетом 24 м при испытании статическим нагружением



Рисунок 3. Общий вид подстропильной фермы марки ПФБ-24-54 пролетом 12 м при испытании статическим нагружением

Испытания проводились в закрытом помещении, в условиях постоянной температуры и влажности окружающего воздуха, в котором отсутствовало воздействие на конструкции атмосферных осадков и прямого солнечного излучения (рис. 2 и 3). Перед проведением натуральных испытаний конструкций следует произвести измерения температуры и влажности окружающего воздуха. Полученные значения записывались в протокол испытаний. Испытания конструкций проводились в соответствии с рекомендациями по испытанию конструкций, при температуре окружающего воздуха около 20 °С и относительной влажности 65 %.

В процессе испытаний стальных ферм покрытия измерялись и регистрировались:

- значение нагрузки и соответствующие основные деформации конструкции (прогибы, вертикальные перемещения);
- значение нагрузки и соответствующий прогиб при разрушении и характер разрушения конструкции.

Нагружение конструкции в соответствии с разработанной методикой испытания осуществлялось равномерно и одновременно по всему пролету конструкции в равные промежутки времени и равными ступенями величиной не более 0,2 от значения расчетной нагрузки. Продолжительность приложения каждой ступени нагрузки составила не менее 5 мин.

Измерение вертикальных деформаций (прогибов) осуществлялось непосредственно перед началом нагружения, на каждой последующей ступени и тотчас же после нагружения. Продолжительность фиксирования результатов измерений не превышала одну минуту, причем, прежде всего, зафиксировались результаты измерений прогибов посередине пролета, а затем – на опорах.

После разрушения конструкции производился детальный осмотр зоны разрушения, а также выполнялись измерения разрушенных частей и фрагментов конструкции.

Разрушение подстропильной фермы марки ПФБ-24-54 произошло в опорном раскосе, по сварному шву, в зоне примыкания к нижнему поясу (рис. 5).

При испытаниях за предел максимальной испытательной нагрузки принимается расчетная нагрузка в наименее выгоднейшем её положении. При проверке на прочность контрольная нагрузка принимается равной расчетной, умноженной на коэффициент безопасности

S , принимаемый в зависимости от типа конструкции, материала и характера ожидаемого разрушения. Например, в правилах приёмки стальных резервуаров, избыточное давление должно превышать проектное значение на 25–50 %, в зависимости от типа резервуаров. В практике испытаний стальных структурных плит покрытия, был принят коэффициент безопасности в пределах 1,4–1,6. Некоторые авторы, ссылаясь на опыт проектирования стальных ферм покрытия и проведенные натурные испытания натуральных конструкций, считают, что для стальных конструкций коэффициент безопасности достаточен в пределах 25–30 %. Однако, до сих пор, в нормативной литературе отсутствует конкретное значение коэффициента запаса для стальных конструкций.

Нагрузка на стропильную ферму в момент, предшествующий разрушению превышала расчетную нагрузку более чем в два раза.

Разрушение стропильной фермы марки ФСБ-24-2,4 произошло по сварному шву по фланцу монтажного узла нижнего пояса (рис. 6).

Нагрузка на подстропильную ферму в момент, предшествующий разрушению превышала расчетную нагрузку также более чем в два раза.



Рисунок 4. Контроль напряжений в элементах ферм с помощью многооборотных индикаторов 1МИГ с ценой деления 0,001 мм на базе 200 мм



Рисунок 5. Разрушение по сварному шву опорного раскоса подстропильной фермы в зоне примыкания к нижнему поясу



Рисунок 6. Разрушение по сварному шву по фланцу монтажного узла нижнего пояса стропильной ферм

Выводы.

1. Проведенные экспериментальные исследования позволили получить данные по работе и характере разрушения ферм покрытия из ГСП – стропильной пролетом 24 м и подстропильной пролетом 12 м.

2. Испытанные стальные конструкции, в частности фермы покрытия из ГСП, прослужившие более 40 лет, показали высокую эксплуатационную надежность и пригодны для повторного применения на вновь возводимом объекте.

3. Разрушение в обоих случаях происходило по сварным швам.

4. Коэффициент безопасности для испытанных стальных конструкций оказался равен более двух, что гораздо выше прогнозируемого, и более высоким, чем для железобетонных конструкций, принимаемый в пределах 1,4–1,8 в зависимости от вида конструкции и характера разрушения, или 1,85 для «сэндвич»-панелей.

5. С учетом динамического развитием строительной отрасли отсутствие нормативного и методологического обеспечения сдерживает использования конструкций повторного применения. Рекомендуется в Национальном комплексе технических правовых актов разработать методику испытания нагружением стальных конструкций. Установить значение коэффициента безопасности как для стальных конструкций, так и для конструкций повторного применения.

Список использованных источников:

1. СП 5.04.01 Стальные конструкции. Минск 2021.
2. Авдейчиков Г.В. Испытание строительных конструкций. Учебное пособие (конспект лекций). – М.: изд. АСВ, 2009. –160 с.
3. Аронов Р.Н. Испытание сооружений. – М: Высшая школа, 1974. – 187 с.
4. Золотухин Ю.Д. Испытание строительных конструкций. – Минск: Вышэйшая школа, 1983. – 208 с.

**ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО
СОСТОЯНИЯ РЕГУЛЯРНОЙ СИСТЕМЫ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК НА ИЗОТРОПНОМ
ОСНОВАНИИ**

СИРОШ К. А.

Белорусский государственный университет транспорта

Основная часть. Вариационно-разностный метод является одним из приближенных к реальным условиям способов расчета строительных конструкций, который основан на минимуме полной потенциальной энергии системы [1]. В расчете принимается, что реактивные касательные давления в контактной зоне балок не учитываются; распределение нормальных реактивных давлений по ширине каждой балки считается постоянным [3]; на контакте системы железобетонных балок с изотропным основанием возникают сжимающие и растягивающие реактивные давления.

Внутренние усилия в железобетонных балках регулярной системы будут определены по дифференциальным зависимостям через конечные разности. Собственный вес системы и касательные на-пряжения в контактной зоне при вычислениях не учитываются.

Постановка задачи. Бесконечная регулярная система железобетонных балок имеет постоянные изгибные жесткости EJ_x , EJ_y и находится на изотропном основании под действием нагрузки. Система в силу симметрии перекрестных балок разбивается на базовые фрагменты и заменяется на совокупность двух пересекающихся балок, свободно опирающихся на основание [6].

Поперечные сечения балок приняты равными и постоянными по длине. Внешняя нагрузка действует перпендикулярно и симметрично плоскости осей системы железобетонных балок.

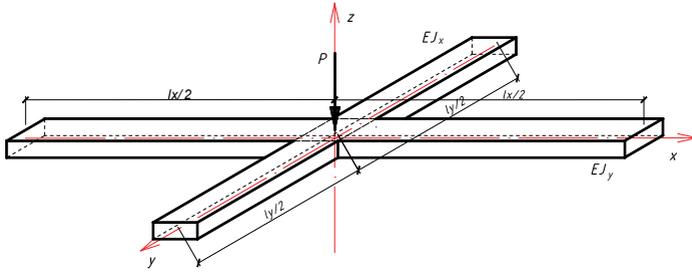


Рисунок 1. Бесконечная система железобетонных балок

Граничные условия. На границах расчетной области задачи горизонтальные перемещения (u , v) равны нулю. В контактной зоне осадки основания равняются прогибам балок.

Для крайних точек фрагмента пересечения балок действуют смешанные граничные условия

$$\begin{aligned}
 Q_z \Big|_{x=\pm \frac{l_x}{2}} = -EJ_y \frac{d^3 w}{dx^3} = 0, \quad Q_z \Big|_{y=\pm \frac{l_y}{2}} = -EJ_x \frac{d^3 w}{dy^3} = 0, \\
 \varphi_x \Big|_{y=\pm \frac{l_y}{2}} = \frac{dw}{dy} = 0, \quad \varphi_y \Big|_{x=\pm \frac{l_x}{2}} = \frac{dw}{dx} = 0.
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

Алгоритм расчета. Изотропное основание заменяется расчетной областью (рис. 2) и аппроксимируется симметричной объемной разбивочной сеткой с постоянным шагом по осям: Δx , Δy , Δz .

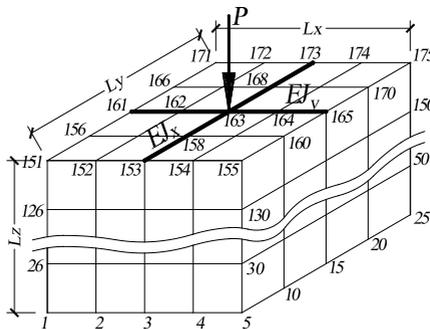


Рисунок 2. Расчетная область задачи

Таким образом расчетная область представляет собой совокупность объемных кубических ячеек с гранями Δx , Δy , Δz . Аппроксимация дала 96 ячеек и 175 узловых точек.

Последовательность этапов расчета дает алгоритм для системы перекрестных балок методом Ритца [2].

Функционал полной энергии представляет собой сумму полной энергии деформации изотропного основания, энергии изгиба двух перекрестных балок и потенциала внешней нагрузки. Энергия деформации основания подсчитывается отдельно для каждой объемной кубической ячейки расчетной области, а затем суммируется по объему изотропного основания. Подробно алгоритм определения полной энергии приведен в статье автора [5].

Решение задачи реализуется путем принятия за неизвестные компоненты вектора узловых перемещений $u_i(x,y,z)$, $v_i(x,y,z)$, $w_i(x,y,z)$.

Неизвестные перемещения $u_i(x,y,z)$, $v_i(x,y,z)$, $w_i(x,y,z)$ могут быть определены из условия тождества нулю производных от полной энергии по каждому из перемещений в виду минимума функционала полной энергии в состоянии статического равновесия [1].

После замены интегро-дифференциальных выражений функционалов энергий конечно-разностными аппроксимациями система дифференциальных уравнений преобразуется в систему линейных алгебраических уравнений. Решение СЛАУ позволяет найти неизвестные компоненты вектора $u_i(x,y,z)$, $v_i(x,y,z)$, $w_i(x,y,z)$. Полученная система линейных алгебраических уравнений представлена в общем виде

$$\begin{cases} \frac{\partial \mathcal{E}}{\partial v_i} = 0, \\ \frac{\partial \mathcal{E}}{\partial u_i} = 0, \quad i = 1, 2, 3, \dots, N, \\ \frac{\partial \mathcal{E}}{\partial w_i} = 0. \end{cases} \quad (2)$$

где N – число узловых точек.

Исходя из граничных условий, перемещения контурных точек обнуляются.

Решение системы уравнений (2) позволяет найти неизвестные компоненты вектора перемещений. Имея значения перемещений, становится возможным определить прогибы балки, осадки изотропного основания, а также реактивные давления в контактной зоне. По прогибам балок определяются внутренние усилия в сечениях, а именно поперечная сила и изгибающий момент.

Для решения задачи были определены исходные данные: $l_x = l_y = 4\text{ м}$, $l_z = 6\text{ м}$, $\Delta x = \Delta y = \Delta z = 1\text{ м}$, $EJ_x = 2000\text{ кНм}^2$, $EJ_y = 2000\text{ кНм}^2$, $E = 3,06 \cdot 10^{10}\text{ Мпа}$, $\mu = 1/6$, $P_{163} = 2000\text{ кН}$.

Числовые значения упругого расчета регулярной системы железобетонных балок на изотропном основании получены в проприетарной системе компьютерной алгебры MATHEMATICA [5].

Таблица 1

Результаты расчета

Балка в направлении оси x		Балка в направлении оси y	
Узловые точки	Перемещения, м	Узловые точки	Перемещения, м
161	-0,00817	153	-0,00831
162, 162'	0,00822	158, 158'	0,00832
163, 163'	-0,00854	163, 163'	-0,00854
164, 164'	0,00822	168, 168'	0,00814
165	-0,00817	173	-0,00805

Примечание: знаком «'» обозначены законтурные точки.

Реактивные давления в контактной зоне. Подробный алгоритм вычисления реактивных давлений в контактной зоне и внутренних усилий в балках рассмотрим на примере балки, ориентированной в направлении оси x, с контактными точками 161–165. Точки 162', 163', 164' являются законтурными. В силу симметрии системы перемещения в них равны перемещениям в соответствующих узловых точках балки (что отражено в таблице 1).

Для балки с контактными точками 153, 158, 163, 168, 173 (ориентированной в направлении оси y), все расчеты аналогичны в силу симметрии принятой расчетной модели.

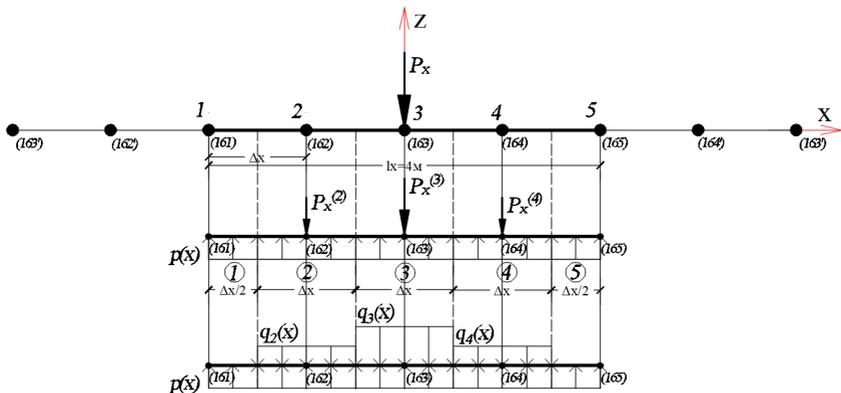


Рисунок 3. К расчету контактной зоны

Реактивные давления в контактной зоне балки с изотропным основанием определяются по вычисленным ранее вертикальным перемещениям основания (см. таблицу 1) с учетом граничных условий в контактной зоне (1).

Используем дифференциальную зависимость изгиба балки

$$p_z^{(i)} - q_k(x) = -EJ \frac{d^4 y_k}{dx^4} \quad (3)$$

где $p_z^{(i)}$ – реактивное давление в i – той точке основания в зоне контакта с k – тым сечением балки;

$q_k(x)$ – внешняя нагрузка, действующая на конструкцию в области k – того сечения.

Используя готовые формулы для аппроксимации производных [4, с. 91], запишем выражение (3) в конечно-разностном виде:

$$p_z^{(k)} = q_k(x) - EJ_{y_{i=11+1}} \frac{w_{i-2} - 4w_{i-1} + 6w_i - 4w_{i+1} + w_{i+2}}{\Delta x^4} \quad (4)$$

Ввиду того, что сила P_{163} действует на систему балок и приложена в месте крестообразного пересечения, ее можно представить в виде двух составляющих $P_{163} = P_x^{163} + P_y^{163}$. В свою очередь $P_x^{163} = P_x^{(2)} + P_x^{(3)} + P_x^{(4)}$, $P_y^{163} = P_y^{(2')} + P_y^{(3')} + P_y^{(4')}$.

Внешнюю нагрузку представим в виде распределенной нагрузки (см. рис. 3):

$$\begin{aligned}
q_1(x) &= 0, \\
q_2(x) &= \frac{P_x^{(2)}}{\Delta x} = \frac{P_x}{4\Delta x}, \\
q_3(x) &= \frac{P_x^{(3)}}{\Delta x} = \frac{P_x}{2\Delta x}, \\
q_4(x) &= \frac{P_x^{(4)}}{\Delta x} = \frac{P_x}{4\Delta x}, \\
q_5(x) &= 0.
\end{aligned} \tag{5}$$

Формулы для контактных точек в конечно-разностном виде с учетом граничных условий (1) и выражений (5) имеют вид

$$\begin{aligned}
p_z^{(161)} &= 0 - EJ \frac{w_{163}' - 4w_{162}' + 6w_{161} - 4w_{162} + w_{163}}{\Delta x^4}, \\
p_z^{(162)} &= \frac{P_x}{4\Delta x} - EJ \frac{w_{162}' - 4w_{161} + 6w_{162} - 4w_{163} + w_{164}}{\Delta x^4}, \\
p_z^{(163)} &= \frac{P_x}{2\Delta x} - EJ \frac{w_{161} - 4w_{162} + 6w_{163} - 4w_{164} + w_{165}}{\Delta x^4}, \\
p_z^{(164)} &= \frac{P_x}{4\Delta x} - EJ \frac{w_{162} - 4w_{163} + 6w_{164} - 4w_{165} + w_{164}'}{\Delta x^4}, \\
p_z^{(165)} &= 0 - EJ \frac{w_{163} - 4w_{164} + 6w_{165} - 4w_{164}' + w_{163}'}{\Delta x^4}.
\end{aligned} \tag{6}$$

В результате подстановки числовых значений в формулы (6) получаем значениям $p_z^{(i)}$, по которым строим эпюру реактивных давлений в контактной зоне.

Таблица 2

Результаты вычисления реактивных сил в железобетонных баках

Балка в направлении оси x		Балка в направлении оси y	
Узловые точки	Реактивные силы p, кПа	Узловые точки	Реактивные силы p, кПа
161	263,72	153	267,00
162	-515,20	158	-517,56
163	-233,32	163	-233,12
164	-515,20	168	-513,32
165	263,72	173	261,00

Внутренние усилия в железобетонных балках. По известным вертикальным перемещениям (таблица 1) с учетом граничных условий в контактной зоне (1) определяются поперечная сила и изгибающий момент.

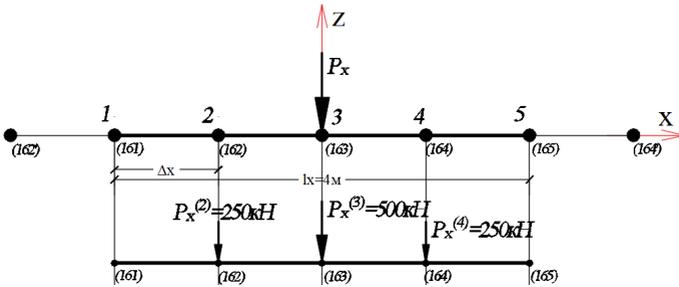


Рисунок 4. К расчету внутренних усилий

Используем известные дифференциальные зависимости

$$Q^{(k)} = -EJ \frac{d^3 y_k}{dx^3} - \sum P_i, \quad M^{(k)} = -EJ \frac{d^2 y_k}{dx^2}, \quad (7)$$

где P_i – сосредоточенная сила, действующая на балку.

В левых ненагруженных точках балки $P_i = 0$. В точке приложения внешней силы поперечная сила имеет два значения: $Q_{\text{слева}}^{(k)}$ – без учета силы, $Q_{\text{справа}}^{(k)}$ – с учетом силы.

Момент. Используя готовые формулы для аппроксимации производных [4], выражение в конечно-разностном представлении имеет вид:

$$M^{(k)} = -EJ_{y\ i=i_1+1} \frac{w_{i-1} - 2w_i + w_{i+1}}{\Delta x^2}, \quad (8)$$

где $EJ_{y\ i=i_1+1}$ – изгибная жесткость балки;

I_1 – номер узла начала балки ($I_1 = 161$).

Формулы для контактных точек в конечно-разностном выражении с учетом граничных условий (1)

$$\begin{aligned} M^{(1)} &= -EJ_y \frac{w_{162} - 2w_{161} + w_{162}}{\Delta x^2}, \\ M^{(2)} &= -EJ_y \frac{w_{161} - 2w_{162} + w_{163}}{\Delta x^2}, \\ M^{(3)} &= -EJ_y \frac{w_{162} - 2w_{163} + w_{164}}{\Delta x^2}, \\ M^{(4)} &= -EJ_y \frac{w_{163} - 2w_{164} + w_{165}}{\Delta x^2}, \\ M^{(5)} &= -EJ_y \frac{w_{164} - 2w_{165} + w_{164}}{\Delta x^2}. \end{aligned} \quad (9)$$

Поперечная сила. Запишем выражение для поперечной силы в конечно-разностном виде:

$$Q^{(k)} = -EJ_{y\ i=i_1+1} \frac{-w_{i-2} + 2w_{i-1} - 2w_{i+1} + w_{i+2}}{2\Delta x^3} - P_i, \quad (10)$$

где $EJ_{y\ i=i_1+1}$ – изгибная жесткость балки;

I_1 – номер узла начала балки ($I_1 = 161$).

Для крайних контактных точек справедливы условия (1)

$$Q^{(1)} = Q^{(5)} = 0. \quad (11)$$

Формулы в конечно-разностном выражении

$$Q_{\text{слева}}^{(2)} = -EJ_y \frac{-w_{162'} + 2w_{161} - 2w_{163} + w_{164}}{2\Delta x^3},$$

$$Q_{\text{справа}}^{(2)} = -EJ_y \frac{-w_{162'} + 2w_{161} - 2w_{163} + w_{164}}{2\Delta x^3} - P_x^{(2)},$$

$$Q_{\text{слева}}^{(3)} = -EJ_y \frac{-w_{161} + 2w_{162} - 2w_{164} + w_{165}}{2\Delta x^3}, \quad (12)$$

$$Q_{\text{справа}}^{(3)} = -EJ_y \frac{-w_{161} + 2w_{162} - 2w_{164} + w_{165}}{2\Delta x^3} - P_x^{(3)},$$

$$Q_{\text{слева}}^{(4)} = -EJ_y \frac{-w_{162} + 2w_{163} - 2w_{165} + w_{164'}}{2\Delta x^3},$$

$$Q_{\text{справа}}^{(4)} = -EJ_y \frac{-w_{162} + 2w_{163} - 2w_{165} + w_{164'}}{2\Delta x^3} - P_x^{(4)}.$$

Таблица 3

Результаты вычисления внутренних усилий в балках

Балка в направлении оси x			Балка в направлении оси y		
Узловые точки	Момент M, кНм	Поперечная сила Q, кН (слева/справа)	Узловые точки	Момент M, кНм	Поперечная сила Q, кН (слева/справа)
161	-65,56	0,00	153	-66,52	0,00
162	66,30	-7,40 / -257,40	158	66,98	-2,80 / -252,80
163	-67,04	0,00 / -500,00	163	-67,08	-6,20 / -506,20
164	66,30	7,40 / -242,60	168	65,74	11,60 / -238,40
165	-65,56	0	173	-64,76	0

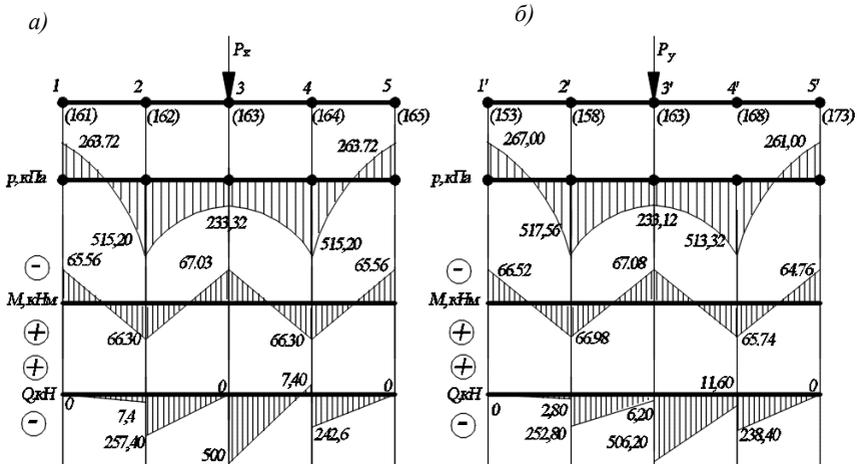


Рисунок 5. Эпюры реактивных давлений в контактной зоне и внутренних усилий:
 а – балка в направлении оси x ; б – балка в направлении оси y

Заключение. В рассматриваемой работе автором предложено вариационно-разностным методом исследовать параметры напряженно-деформированного состояния железобетонных балок, как регулярной системы, которая расположена на изотропном основании с ограничением глубины сжимаемой толщи. Построен и реализован алгоритм упругого расчета, составлена программа с использованием компьютерного пакета MATHEMATICA, проведена апробация. Вычислены внутренние усилия в железобетонных балках и определены реактивные давления в контактной зоне.

Список использованных источников:

1. Босаков, С. В. Вариационно-разностный подход в решении контактной задачи для нелинейно упругого неоднородного основания. Плоская деформация. Теория расчета (Часть 1) / С. В. Босаков, О. В. Козунова // Вестник БНТУ. – 2009. – № 1. – С. 5–13.
2. Босаков, С. В. Метод Ритца в контактных задачах теории упругости: монография / С. В. Босаков. – Брест : БрГТУ, 2006. – 107 с.

3. Горбунов-Посадов, М. И. Расчет конструкций на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова, В. И. Соломин. – М.: Стройиздат, 1984. – 639 с.

4. Ильин, В. П. Численные методы решения задач строительной механики : справочное пособие / В. П. Ильин, В. В. Карпов, А. М. Масленников. – Минск : Вышэйшая школа, 1990. – 346 с.

5. Козунова, О. В. Расчет бесконечной системы перекрестных балок на упругом основании вариационно-разностным методом / О. В. Козунова, К. А. Сирош // Новополоцк : Вестник ПГУ. Серия F 2021. – С. 65 – 71.

6. Семенюк, С. Д. Железобетонные и пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно деформированном основании / С. Д. Семенюк. –: Белорусско-Российский университет, 2003. – 269 с.

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ НОРМАТИВНЫХ ТРЕБОВАНИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

МАЛИНОВСКИЙ М. И., ШЕВКО В. В.

ОАО «Институт Белгоспроект», Белорусский национальный
технический университет

Введение. В развитии строительной нормативной базы РБ в части проектирования железобетонных конструкций можно выделить 3 этапа со следующими наборами ТНПА:

Этап 1 (1997–2009 гг.):

- СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции;
- СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.

Этап 2 (2009–2019 гг.):

– ТКП EN 1990-2011. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций и группа взаимосвязанных ТКП EN, взаимосвязанные с техническим регламентом.

Этап 3 (2019 г. – настоящее время) [1]:

– СН 2.01.01-2019. Основы проектирования строительных конструкций;

– СП 5.03.01-2020. Бетонные и железобетонные конструкции

– СН 2.01.02-2019. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий;

– СН 2.01.04-2019. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки;

– СН 2.01.05-2019. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Ветровые воздействия.

Постановка задачи. Целью данной работы является определение зависимости расхода арматурной стали и бетона необходимых для возведения железобетонного несущего каркаса для ранее запроектированных и построенных зданий по разным по разным блокам ТНПА.

Для анализа были выбраны здания административного назначения (таблица 1) с одинаковыми конструктивными системами – рамно-связевый железобетонный монолитный каркас, со схожими технико-экономическими показателями.

Объемы бетона, арматуры были выбраны из сметной документации (ведомости объемов) по проектам объектов, хранящихся в архиве ОАО «Институт Белгоспроект».

Принятые в работе объекты:

Объект 1. 2009 г. «Здание Партизанского РУВД г. Минска»:

- СНБ 5.03.01-02. «Бетонные и железобетонные конструкции»;
- СНиП 2.01.07-85. «Нагрузки и воздействия».

Объект 2. 2017 г. «Строительство административного здания по ул. Чайковского со сносом склада»:

– ТКП EN 1992-1-1-2009 «Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий»;

– ТКП EN 1991-1-6-2009 «Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-6. Общие воздействия. Воздействия при производстве строительных работ».

Объект 3. 2020 г. «Административно-хозяйственное здание в г. Минске на земельном участке в границах улиц Притыцкого – Домбровской»:

– СН 2.01.02-2019. «Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий»;

– СП 5.03.01-2020. «Бетонные и железобетонные конструкции»;

– СН 2.01.01-2019. «Основы проектирования строительных конструкций».

Таблица 1

Технико-экономические показатели объектов

Наименование показателя, ед.изм	Объект 1	Объект 2	Объект 3
Год проектирования	2009	2017	2021
Функциональное назначение	адм	адм	адм
Конструктивная схема	р/с	р/с	р/с
Фундаменты	м	м	м
Плиты перекрытия и покрытия	м	м	м

Окончание таблицы 1

Наименование показателя, ед.изм	Объект 1	Объект 2	Объект 3
Наружные стены	н/п	н/п	н/п
Общая площадь	7678	1293	6382
В том числе подвал	1533	244,7	1068
Расчетная площадь	4059	636,8	5066
Строительный объем	24097	5284,4	31517
В том числе подвал	4607	968,3	3966

Условные обозначения:

адм – административное;

р/с – монолитный железобетонный рамно – связевый каркас;

м – монолитные железобетонные;

н/п – несущие, поэтажного опирания, из керамзитобетонных блоков.

Результаты. Полученные результаты (таблица 2) можно интерпретировать следующим образом:

– отмечается рост расхода бетона, арматуры на 1 м^2 общей площади Объекта 3 по сравнению с Объектом 1;

– также отмечен рост расхода арматуры на 1 м^3 бетона несущих конструкций;

– данный рост объясняется учетом новых значительных требований к проектированию, так конструктивные схемы и ТЭПы Объектов 1 и 3 практически идентичны;

– результаты исследования Объекта 2 нельзя признать значимыми из-за сильно отличающихся ТЭПов здания при сохранении аналогичной в принципе конструктивной схемы. Малая общая площадь и этажность обуславливают усиление влияния на общий результат факта наличия массивных (250 мм) монолитных стен подземной части с малым процентом армирования (увеличенный расход бетона, приемлемый расход арматуры, уменьшенный расход арматуры на 1 м^3 бетона несущих конструкций).

Таблица 2

Сводные результаты расхода материалов по объектам

Показатель	Объект 1	Объект 1	Объект 1
Общая площадь, м ²	7678	1293	6382
Строительный объем, м ³	24097	5284	31516
Общий расход:			
Бетона, м ³	2 982	638	2 665
Цементы, кг	74 104	16 614	60 156
Арматуры, кг	349 776	63 973	328 587
Расход на 1 м ² общей площади:			
Бетона, м ³	0,39	0,49	0,42
Цементы, кг	9,65	12,85	9,43
Арматуры, кг	45,56	49,48	51,49
Расход на 1 м ³ строительного объема:			
Бетона, м ³	1,61E – 05	9,34E – 05	1,32E – 05
Цементы, кг	4,01E – 04	2,43E – 03	2,99E – 04
Арматуры, кг	1,89E – 03	9,36E – 03	1,63E – 03
Расход арматуры на объем бетона, кг/м ³	117,28	100,30	123,30

Выводы. 1. Введение указанных выше этапов можно расценивать как поступательное развитие нормативной базы в сторону унификации с нормами ЕС, а также в сторону усложнения, ужесточения и введения новых требований. Вкратце, каждый из этапов можно характеризовать следующим образом:

Этап 1. Первая попытка приближения к нормам ЕС. Введение по-настоящему революционного СНБ 5.03.01-02, который по факту является немного адаптированным Еврокодом. Полностью переработаны подходы к расчету, понятийный аппарат, введены новые классы бетона, арматуры, сочетания нагрузок, коэффициенты безопасности по нагрузкам и материалам значительно увеличены. При этом был сохранен СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.

Этап 2. Попытка полной унификации с нормами ЕС с введением технического регламента. Были введены Еврокоды (ТКП EN) с локальными приложениями, в том числе в части нагрузок и воздействий.

Этап 3. Процесс полной унификации переосмыслен и отменен. Приняты обязательные СН в части общих требований к проектированию, а также нагрузок и воздействий, и необязательный СП 5.03.01-2020. Бетонные и железобетонные конструкции. Разработанные документы почти повторяют Еврокоды, однако не полностью идентичны им, и считаются отдельными независимыми нормами.

2. Анализ требований к проектированию монолитных железобетонных конструкций Этапов 1 и 3 показал, что при множественных изменениях и введении новых подходов, можно выделить следующие значимые изменения, оказывающие в итоге наибольшее влияние на материалоемкость разрабатываемых зданий:

2.1 Нагрузки и воздействия. Значительно переработаны, детализированы и дополнены. Характеризуется:

– функциональные нагрузки. Упорядочены зоны и помещения. Введены диапазоны нагрузок, в которых нижний порог, в большинстве, соответствует СНиП, верхний увеличен. Исходя из практики, проектировщики предпочитают принимать повышенное значение функциональной нагрузки. Также введены зоны, ранее не регламентированные (гаражи, проезды, склады). Данный пункт оказывает самое значительное влияние в сторону увеличения;

– горизонтальные нагрузки. Переработаны. В общем, увеличены;

– снеговые нагрузки. Увеличены;

– ветровые нагрузки. Полностью переработан подход.

2.2 Прогобы и перемещения. Впервые представлены в удобном и понятном виде. Во многом ужесточают требования.

2.3 Прогрессирующее обрушение. Ранее не представлялось. Увеличивает материалоемкость за счет расчетных и конструктивных требований.

3. Применение новых ТНПА с учетом всех изменений и требований, в том числе указанных в п.2 по результатам исследований, привело к увеличению:

– расхода бетона на 1м^2 общей площади на 9,3 %;

– расхода арматуры на 1м^2 общей площади на 11,3 %;

– средней интенсивности армирования на 1,05 %.

4. Полученные результаты показывают, что развитие строительных норм проектирования движется в сторону ужесточения в части требований безопасности и эксплуатационной пригодности. Учет данных требований, соответственно, ведет к повышению материалоемкости, и, следственно стоимости строительства.

Список использованных источников:

1. Постановление Совета Министров Республики Беларусь от 07.08.2019 № 517 (ред. от 30.09.2020) «О реализации Указа Президента Республики Беларусь от 5 июня 2019 г. № 217» (вместе с «Правилами разработки строительных норм и правил, их утверждения и применения», «Положением о Межведомственном совете по вопросам архитектуры, градостроительства и строительства»)// ЭТАЛОН. Законодательство Республики Беларусь / Нац. центр правовой информ. Респ. Беларусь. – Минск, 2020.

ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН НА ОСНОВЕ АНАЛИЗА
ТНПА РАЗНЫХ СТРАН

ШИЛОВ А. Е., ЧЕЧУХА Е. Г.

Белорусский национальный технический университет,
УП «Белпромпроект»

В настоящее время в РБ большинство каркасных зданий возводится в железобетоне. Одними из основных несущих конструкций являются колонны. Некоторые положения по расчетам колонн разных стран имеют свои особенности и различия.

Вопросу совершенствования расчета и конструктивных решений колонн посвящены многие исследования наших отечественных авторов. В частности, особое внимание заслуживают работы белорусских ученых:

– Пецольда Т. М. – в области создания и развития железобетонных центрифугированных строительных конструкций, в том числе и колонн;

– Казачка В. Г., многие работы которого посвящены эффективным решениям и методам расчета железобетонных колонн одноэтажных производственных зданий с учетом нелинейности деформирования и характера загрузки;

– Пастушкова Г. П. – руководителя тематики исследований многоэтажных каркасных зданий с несущими железобетонными центрифугированными элементами;

– Рака Н. А. – занимающегося проблемами совместной работы колонн и строительных конструкций каркасных зданий.

Безусловно дальнейшее развитие и совершенствование расчета и конструирования железобетонных колонн невозможно без изучения и анализа трудов «классических» советских ученых: Гвоздева А. А., Геммерлинга А. В., Васильева Б. Ф., Розенблюма А. Я., Никитина Н. К., Залесова А. С., Чистякова Е. А., Зинкеева Л. М., Морштейна О. Б., Бельского Г. Е. и других.

Следует отметить, что внедрение полученных результатов исследований наших белорусских и советских ученых в практику проектирования и строительства большого количества зданий и сооружений в нашей стране осуществлено благодаря известным проектировщикам: Смирнову С. Г., Пилипенко В. М., Перегуду А. В., Дубатовко И. П., Шипице В. И. и других.

В связи с развитием научно-технического прогресса в мире не только в практике расчета и проектирования строительных конструкций, но и в технологии их возведения, исследования должны продолжаться и продолжают, чему свидетельствует совершенствование ТНПА в разных странах, в том числе и в РБ.

В результате анализа результатов выполненных исследований в работе [8] приведены следующие предложения по расчету железобетонных колонн каркасных зданий:

1. В первую очередь расчет колонн зависит от принятой конструктивной схемы здания, т. е. типа каркаса. Подходы (методики) назначения типа каркаса, по рассмотренным в работе [8] ТНПА разных стран, существенно различаются. При этом для каждого вида каркаса соответствующие ТНПА предлагают свои методы определения расчетных длин колонн и способы учета продольного изгиба отдельных колонн в составе здания, которые влияют на результаты расчета и конструирования.

В частности, анализ результатов определения вышеназванных параметров, в зависимости от назначаемого типа каркаса (элементов), показал их определенное расхождение и соответственно влияние на определение площади продольной арматуры колонн.

В действующих на сегодня ТНПА в РБ [1] и [2] нет никаких «численных критериев», на основании которых элемент (конструкцию) можно отнести к раскрепленным или раскрепляющим. Поэтому, назначение той или иной системы полностью основано на предположениях и допущениях, закладываемых проектировщиком в работу каркаса, что в свою очередь требует от него серьезного профессионального уровня подготовки и знаний. Для того, чтобы иметь хотя бы начальную «точку опоры» для принятого решения, предлагается вернуть (а желательно и модернизировать) подход, ранее предложенный в отмененном на сегодняшний день СНБ 5.03.01-02, который аналогичен положениям АСІ 318-95 [4]. Согласно этим ТНПА, в результате выполненного статического расче-

та проверяется условие, в котором учитываются суммарные вертикальные и горизонтальные сдвигающие силы, взаимное смещение верха и низа колонн, а именно:

$$Q = \frac{\sum N_u \Delta_0}{V_u l} \leq 0.05$$

При невыполнении этого условия, рама (или ее отдельный этаж) должна рассматриваться как смещаемая.

Интерес представляют положения [5], согласно которым устойчивость каркаса считается обеспеченной, если реакция каркаса $R_{уст}$, соответствующая его предельному равновесию при действии расчетных значений вертикальных нагрузок, превышает не более чем на 20 % реакцию верха каркаса R от расчетных нагрузок (вертикальных и горизонтальных), т. е. $R_{макс} \leq R_{уст}/1,2$.

В этом случае коэффициент запаса по устойчивости каркаса (если рассматривать его как отношение реакции верха каркаса $R_{уст.норм}$ соответствующей его предельному равновесию при нормативных значениях вертикальных нагрузок и нормативных характеристиках бетона и арматуры, к реакции верха каркаса от нормативных вертикальных и горизонтальных нагрузок $R_{макс.норм}$) равен:

$$k_{уст} = R_{уст.норм}/R_{макс.норм}$$

Учитывая, что $R_{уст.норм} = (1,1 \dots 1,25) R_{уст}$, а $R_{уст} = 1,2 R_{макс}$ и $R_{макс} = 1,2 R_{макс.норм}$, коэффициент $k_{уст} = 1,6 \dots 1,8$.

Здесь $R_{макс.норм}$ – наиболее возможная по условию устойчивости реакция верха каркаса от расчетных вертикальных и горизонтальных нагрузок.

2. При определении необходимости учета продольного изгиба, а также при анализе самих эффектов 2-го порядка, в частности Эйлеровой силы N_{crit} необходимо определение расчетной длины.

Неоспоримо, что, по существу, расчетная длина сжатого стержня характеризует влияние сопрягаемых с рассматриваемым стержнем элементов данной системы и его собственных параметров на способность деформироваться под действием сжимающих сил. Именно поэтому она и должна определяться с учетом значений жесткостных и нагрузочных факторов не только в данном стержне, но и во всей системе. Однако, такая задача весьма сложна и не всегда решается из-за недостаточности исходных данных.

В связи с этим рекомендуется расчетную длину l_0 уточнить по формулам п.8.1.6.8 [1], т. е. с учетом определения относительной податливости закрепления от поворотов (коэффициенты k_{1c} , k_{2c}) лишь в случаях «переходных» ситуаций при сопоставлении λ и λ_{lim} , от которого зависит необходимость продольного изгиба. В «явных» ситуациях (см. п. 4) для упрощения расчетов можно пользоваться рекомендациями положений п. 8.1.6.6 [1], согласно которым расчетную длину l_0 элементов, имеющих постоянное по длине поперечное сечение при действии продольной силы, принимать без предварительных вычислений, а в зависимости от формы потери устойчивости. Кстати, только такой подход и принят в нормах СП РФ [3]. Также заслуживает внимания упрощенный способ нахождения коэффициента для определения расчетной длины, приведенный в источнике [12], который определяется исходя из условий закрепления колонны по таблицам.

При этом необходимо отметить, что, например, рекомендации по определению расчетных длин колонн ОПЗ, в частности по назначению коэффициента μ , приняты с большим запасом на основе экспертных оценок и в течение достаточно долгого времени не уточняются. Этому вопросу было уделено внимание ранее в работах В. Г. Казачка [6] и А. Е. Шилова [7]. Именно за счет уточнения коэффициента μ была получена экономия арматуры в разработанных типовой и экспериментальной сериях БТ-1971 и Э-1708. Колонны указанных серий были применены при строительстве многих объектов на территории РБ. Конкретные результаты расчетов и конструирования колонн ОПЗ при уточнении расчетных длин ОПЗ согласно рекомендациям источников [6] и [7] приведены в работе [8].

3. Для уменьшения количества итераций при предварительном назначении продольного армирования колонн рекомендуется вначале:

а) определить требуемую площадь A_s для стадии монтажа и транспортирования (особенно для колонн значительных высот – 12, 14,4 и более) и сопоставить полученные значения с ограничением ТНПА по $A_{(s,min)}$;

б) воспользоваться графическими зависимостями источников [9], [10], [11], дающих по результатам исследований наиболее приемлемый результат, при сопоставлении с окончательными результатами расчетов по определению A_s .

4. Подход к определению λ_{lim} в ТНПА [3], [4] более прост. В частности, в нормах РФ [3] только при гибкости элементов $\lambda \geq 14$ необходимо учитывать влияние эффектов 2-го порядка. В нормах [4] для колонн каркасов влияние продольного изгиба следует учитывать при $\lambda \geq 22$.

В связи с вышеуказанным рекомендуется при определении необходимости учета эффектов 2-го порядка уточнять λ_{lim} согласно положениям п.8.1.6.10 [1] только лишь при $\lambda \geq 22$.

5. При проектировании зданий и сооружений в различных странах следует руководствоваться требованиями действующих ТНПА на их территориях. Поэтому сравнительный анализ результатов подбора площадей рабочей арматуры следует выполнять с учетом всех особенностей, присущих тем или иным нормам. И тем не менее в работе [8] была сделана попытка использования отдельных рекомендаций ТНПА разных стран по назначению типа каркаса, определению l_0 и λ_{lim} , учету ограничений по площади продольного армирования колонн при расчете окончательного армирования по методике ТНПА РБ [1]. В результате установлено, что наиболее экономными решениями по количеству арматуры явились те, где были использованы вышеуказанные предпосылки для расчета по ТНПА [3], [4].

6. Выполнить специальные исследования применения на территории РБ различных программных комплексов по расчету каркасов с целью их соответствия положениям ТНПА, действующим в настоящее время в РБ, в частности СН 2.01.01-2019 и СП 5.03.01-2020 [1].

Неоспоримо, что нормы должны обеспечивать требуемую надежность, однако при этом они также должны быть максимально просты и репрезентативны для практики. Один из основоположников кибернетики У. Эшби утверждал: «Я убежден, что в будущем теоретик должен стать экспертом по упрощению».

Чем больше будет исследований по практике применения ТНПА РБ, РФ и Евросоюза, тем раньше будет установлен баланс между нормативными требованиями и практической стороной их реализации, а также будет продолжаться необходимый процесс совершенствования ТНПА РБ, что безусловно позволит обеспечить и повысить надежность проектируемых зданий и сооружений в нашей стране.

Список использованных источников:

1. СП 5.03.01-2020. Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск: Минстройархитектуры: РБ, 2020. – 244 с.
2. ТКП EN 1992-1-1-2009*. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1 – 1. Общие правила и правила для зданий. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2015. – 205 с.
3. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М. : Министерство региональной федерации РФ, 2012. – 159 с.
4. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318–08) and Commentary.
5. Васильев Б. Ф. Железобетонные колонны одноэтажных производственных зданий / Б. Ф. Васильев, А. Я. Розенблом. – Москва: Стройиздат, 1974. – 198 с.
6. Казачек В. Г. Эффективные конструктивные решения и методы расчета железобетонных колонн одноэтажных производственных зданий с учетом нелинейности деформирования и характера загрузки: диссертация на соискание степени доктора технических наук: 05.23.01 / В. Г. Казачек. – Минск, 2000. – 412 с.
7. Шилов А. Е. Железобетонные центрифугированные двухветвевые колонны одноэтажных производственных зданий: дис. на соискание степени канд. техн. наук: 05.23.01 / А. Е. Шилов. – Минск, 1994. – 268 с.
8. Чечуха Е. Г. Расчет железобетонных колонн каркасных зданий по нормам разных стран: дис. на соискание степени магистра техн. наук: 1-70 80 01/ Е. Г. Чечуха. – Минск, 2021 – 98 с.
9. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры. – М. ЦНИИПРОМЗДАНИЙ и НИИЖБ, 2005. – 304 с.
10. How to Design Concrete Structures using Eurocode 2/A.J. Bond[et al]; editor A.J. Bond. – Surrey: The Concrete Centre, Surrey, 2006. – 100 ps.
11. Narayanan R.S. Concise Eurocode 2 / R.S. Narayanan, C.H. Goodchild; editor R.S. Narayanan. – Surrey: The Concrete Centre, Surrey, 2006 – 219 ps.
12. BS EN 1992-1-1:2004 – Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1 – 1: General rules and rules for buildings. – Brussels: European Committee for Standardization, 2004. – 225 ps.

**ОПЫТ СОЗДАНИЯ ОТЕЧЕСТВЕННОЙ НОРМАТИВНОЙ
БАЗЫ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ И ЗАДАЧИ ПО ЕЕ
ДАЛЬНЕЙШЕМУ РАЗВИТИЮ**

РАК Н. А., ТУР В. В.

Белорусский национальный технический университет,
УО «Брестский государственный технический университет»

Статья написана в дань памяти Тимофея Максимовича Пецо-льда, под неустанным руководством и активным участием которого проходило создание отечественной нормативной базы по проектированию железобетонных конструкций. Лучшей памятью о нем будет дальнейшее ее совершенствование на основе учета результатов отечественных научных исследований, опытно-конструкторских и опытно-технологических работ в области строительства, на основе опыта проектирования новых строительных конструкций в Республике Беларусь, использования методов расчета, обеспечивающих требуемую надежность и долговечность проектируемых железобетонных конструкций.

Опыт создания отечественной нормативной базы по проектированию железобетонных конструкций.

После ввода в действие в 2003 году первых национальных норм СНБ 5.03.01-02 [1], проектирование железобетонных конструкций из тяжелого бетона в Республике Беларусь выполняется в полном соответствии с концепцией надежности, принятой в европейских нормативных документах. Наряду с методами расчета, регламентированными Еврокодом EN 1992-1-1-2004 [2], в [1] содержались и другие методы расчета железобетонных конструкций, применение которых позволило обеспечить надежность конструкций, установленную EN 1990:2002 [3] для класса надежности не ниже RC2.

При всех преимуществах и недостатках Еврокодов, они представляют собой систему взаимосвязанных документов, основанных на общей концепции надежности, изложенной в ISO 2394 и [3], содержащих нормируемые значения вероятности отказа и индекса

надежности. В связи этим в [1] было включено специальное приложение, определяющее, например, правила составления сочетаний для характеристических и репрезентативных значений воздействий в рамках метода частных коэффициентов.

Среди введенных с января 2010 года в действие в Республике Беларусь европейских норм по проектированию особое положение занимает ТКП EN 1992-1-1-2009 [4, 5].

Начиная с 2010 года общие проблемы перехода Республики Беларусь на европейские нормы проектирования строительных конструкций, в том числе проблемы методики преподавания, постоянно обсуждались в рамках семинаров, симпозиумов и конференций.

Новым шагом по внедрению в практику проектирования Европейских норм проектирования явилось принятие Минстройархитектуры приказа № 340 от 10.12.2014 «О переходе на Еврокоды». Его целью является массовое внедрение в практику проектирования на возведение зданий и сооружений европейских стандартов по расчету строительных конструкций (Еврокодов).

Процесс внедрения Еврокодов в практику проектирования строительных конструкций происходил в непростых экономических условиях и был сопряжен с наличием ряда усложняющих факторов – как внешних, так и внутренних.

Достаточно подробный анализ перечисленных выше и некоторых других факторов был представлен в более ранних публикациях по этому вопросу [6, 7].

Начиная с 2013 года техническим комитетом CEN TC 250 «Строительные Еврокоды» в соответствии с мандатом M/515EN начата разработка проектов европейских стандартов второго поколения. Планировалось, что до конца 2018 года будут разработаны новые редакции уже существующих стандартов. Однако работа над вторым поколением Еврокодов по большинству направлений пока далека от завершения. В качестве основы для разработки Еврокода prEN1992 второго поколения для проектирования железобетонных конструкций первоначально предполагалось принять *fibModel Code 2010* [8], однако в дальнейшем это решение подверглось серьезной трансформации.

Согласно сложившейся практике разработки и принятия европейских нормативных документов в этом процессе участие могут принимать только страны члены ЕС. В таких условиях другие стра-

ны могут только выражать свой собственный взгляд и понимание принципов и правил проектирования исключительно при разработке своих отечественных нормативных документов. Таким образом, вопрос сохранения и постоянного совершенствования своей национальной нормативной системы, построенной на принципах общей концепции надежности [3], приобретает принципиальное значение.

По своему содержанию EN 1992-1-1:2004 [2] не является документом прямого действия, а устанавливает только основные требования по проектированию. В связи с этим в ряде европейских стран разработаны или разрабатываются дополнительные документы (пособия, руководства, рекомендации, учебники, программное обеспечение и т. п.), в которых содержатся, в том числе, и альтернативные расчетные модели, применение которых обеспечивает устанавливаемую ТКП EN 1990-2011 [9] надежность железобетонных конструкций, но учитывающие отечественные инженерные традиции.

В качестве такого документа в национальной практике нормирования и стандартизации в 2018 году разработано и с 2019 года введено в действие Национальное дополнение к ТКП EN 1992-1-1-2009 [10], в котором приведены сведения в виде схем усилий, уравнений равновесия, относительных параметров напряженного состояния, алгоритмов решения прямой и обратной задач расчета, а также вспомогательных таблиц, значительно облегчающих проектировщику выполнение расчетов сопротивления железобетонных и предварительно напряженных элементов. Но главное заключается в том, что в разработанном Национальном дополнении представлены также методы расчета, альтернативные приведенным в [5], но обеспечивающие надежность конструкций не ниже расчетных моделей [5].

Вместе с тем разработанное Национальное дополнение не позволяет произвести включение всех изменений, которые накоплены за время действия [1], в частности связанных как с применением новых материалов, так и разработкой новых методов расчета сопротивлений.

Результатом поиска рационального направления реформирования системы ТНПА в строительстве явился Указ Президента Республики Беларусь 5 июня 2019 г. № 217 «О строительных нормах и правилах», в котором ТНПА, касающиеся проектирования строительных конструкций, разделены на два вида:

– строительные нормы (СН), устанавливаются обязательные для соблюдения требования при проектировании и строительстве зданий и сооружений в целях обеспечения механической прочности и устойчивости зданий и сооружений;

– строительные правила (СП), в которых установлены добровольные для применения правила в области архитектурной, градостроительной и строительной деятельности, выполнение которых обеспечивает механическую прочность и устойчивость зданий и сооружений.

В рамках этой новой отечественной системы ТНПА в области строительства были разработаны строительные правила СП 5.03.01-2020 [11].

Краткая характеристика СП 5.03.01-2020.

Объектом нормирования являются правила проектирования конструкций зданий и инженерных сооружений с применением бетона нормального веса (средняя плотность в сухом состоянии от 2000 до 2600 кг/м³) и легкого бетона (средняя плотность в сухом состоянии от 1000 до 2000 кг/м³).

СП 5.03.01–2020, разработанные взамен [1] и СНиП 2.03.01-84 устанавливают правила проверок предельных состояний несущей способности, эксплуатационной пригодности и долговечности бетонных и железобетонных конструкций.

Ниже последовательно перечислены все разделы и приложения (новые по сравнению с [1] разделы и приложения выделены курсивом).

1. Область применения
2. Нормативные ссылки
3. Термины и определения
4. Основы проектирования
5. Статический анализ конструкций
6. Материалы и критерии обеспечения долговечности
7. Характеристики сцепления
8. Проверки предельных состояний несущей способности (ULS) при статических и квазистатических воздействиях
- 9 Проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности (SLS)
- 10. Проверка живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях*

11. Требования к конструированию

12. Требования к проверкам предельных состояний при оценивании существующих конструкций

Приложение А. Особенности проектирования постнапряженных плоских плит

Приложение Б. Формат безопасности при выполнении нелинейного анализа

Приложение В. Расчет параметров ползучести и усадки бетона

Приложение Г. Минимальные классы бетона по прочности на сжатие для обеспечения долговечности конструкции

Приложение Д. Таблицы для расчета сопротивления сечений, нормальных к продольной оси железобетонных элементов прямоугольного сечения

Приложение Е. Определение момента инерции для железобетонных элементов

Приложение Ж. Особенности проектирования конструктивных систем из железобетона в особых расчетных ситуациях

Приложение К. Методы расчета вторичных эффектов постнапряжения при использовании эквивалентных нагрузок

Приложение Л. Правила трассировки напрягающих элементов

При разработке [11] так же как и при разработке ранее [1] разработчики руководствовались принципами преемственности и дополнительности, когда прошедшие проверку практикой проектирования положения и методики расчета существующих норм дополняются новыми положениями и методиками расчета, обеспечивающими выполнение базовых требований к зданиям и сооружениям в соответствии с требованиями СН 2.01.01-2019 «Основы проектирования строительных конструкций».

Настоящие строительные правила имеют значительные отличия от [1]:

1. Область применения нормативного акта существенно расширена распространение на проектирование конструкций из легкого бетона (средняя плотность в сухом состоянии от 1000 до 2000 кг/м³).

2. Структура и содержание настоящего технического кодекса существенно переработаны по сравнению [1], появились 3 новых раздела и 7 приложений, содержащих важную информацию, в том

числе по проектированию конструкций в особых расчетных ситуациях.

3. Часть методов расчета конструкций по [1] были заменены методами, гармонизированными с требованиями [5, 8].

Краткая характеристика преемника prEN 1992-1-1:2021. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1–1: Общие правила – Правила для зданий, мостов и гражданских сооружений

Результатом многолетней работы подкомитета SC2 комитета CEN TC 250 «Строительные Еврокоды» явился окончательный вариант проекта европейского стандарта второго поколения по проектированию железобетонных конструкций [12].

Ниже последовательно перечислены все разделы и приложения (новые по сравнению с [2] разделы и приложения выделены курсивом).

0. Введение

1. Область применения

2. Нормативные ссылки

3. Термины, определения и символы

4. Основы проектирования

5. Материалы

6. Долговечность

7. Статический расчет

8. Предельные состояния несущей способности (ULS)

9. Предельные состояния эксплуатационной пригодности (SLS)

10. Усталость

11. Конструирование армирования и пост-натягиваемой арматуры

12. Конструирование элементов и особые правила

13. Дополнительные правила для сборных железобетонных элементов и конструкций

14. Бетонные и слабоармированные конструкции

Приложение А (обязательное). Корректировка частных коэффициентов для материалов

Приложение В (обязательное). Поведение материалов во времени: ползучесть, усадка и упругая деформация бетона, релаксация предварительно напряженной стали

Приложение С (обязательное). Требования к материалам

Приложение D (справочное). Оценка раннего и долговременного растрескивания из-за ограничения

Приложение E (обязательное). Дополнительные правила проверки на усталость

Приложение F (справочное). Процедуры нелинейного анализа

Приложение G (обязательное). Расчет мембранных, оболочечных и плитных элементов

Приложение H (справочное). Руководство по проектированию бетонных конструкций на водонепроницаемость

Приложение I (справочное). Оценка существующих конструкций

Приложение J (справочное). Усиление существующих бетонных конструкций углепластиком

Приложение JA (справочное). Дополнительное армирование фиброармированными пластиками

Приложение K (обязательное). Мосты

Приложение L (справочное). Сталефибробетонные конструкции

Приложение M (обязательное). Конструкции из легкого бетона

Приложение N (справочное). Конструкции из переработанных заполнителей

Приложение O (справочное). Упрощенные подходы к эффектам второго порядка

Приложение P (справочное). Альтернативный подход к защитному слою бетона для обеспечения долговечности

Приложение Q (обязательное). Нержавеющая арматурная сталь

Область применения нового нормативного акта существенно расширена по сравнению с [2]. Он вводится взамен сразу нескольких существующих нормативных документов [2, 13, 14]. Структура разделов значительно изменена, большинство разделов подверглось значительной переработке, направленной в том числе на уменьшение количества пунктов, в которых предусмотрены национально устанавливаемым параметры. Добавлено большое количество приложений, обусловленных значительным расширением области применения.

Задачи нового этапа развития системы отечественных ТНПА по проектированию железобетонных конструкций.

Со времени введения СП 5.03.01-2020 [10] в действие прошло пока менее 2 лет. Введение его в действие сопровождалось прове-

дением семинаров с участием широкого круга работников проектных организаций, органов государственной экспертизы и госстройнадзора, преподавателей вузов и др. Во время этих семинаров разработчикам задавались вопросы, касающиеся расчета и проектирования железобетонных конструкций широкого применения, отмечалась необходимость уточнения отдельных положений и исправления обнаруженных опечаток. В целом внедрение [10] не вызвало серьезных проблем поскольку в его основе лежат те же положения, что и в ТНПА, используемых до этого в практике проектирования железобетонных конструкций в Республике Беларусь.

Однако работа над развитием системы отечественных ТНПА по проектированию железобетонных конструкций должна продолжаться, находиться в центре внимания широкого круга проектировщиков, научных работников, научно-педагогических кадров и других специалистов в области строительства.

В процессе этой работы должны быть решены многие задачи, основные из которых перечислены ниже.

Разработка и внесение в [10] изменений редакционного характера.

Сопоставление областей применения [10] и [12] и разработка рекомендаций по выбору пути дальнейшего развития системы отечественных ТНПА.

Анализ соответствия требований [10] требованиям преемства [12] к расчету и конструированию конструкций.

Выявление актуальных задач проектирования, имеющих существенное значение для обеспечения надежности и экономичности проектных решений.

Разработка новых научно обоснованных методов расчета и конструирования железобетонных конструкций.

Список использованных источников:

1. СНБ 5.03.01-02 Бетонные и железобетонные конструкции. – 2003. – 139 с.
2. EN 1992-1-1:2004. Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. – CEN, Brussels, 2004. – 225 p.
3. EN 1990:2002. Basis of Structural Design. – CEN, Brussels, 2002. – 87 p.

4. ТКП EN 1992-1-1-2009 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1 – 1. Общие правила и правила для зданий. – Минск, МАиС РБ, 2010. – 191 с.

5. ТКП EN 1992-1-1-2009* Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1–1. Общие правила и правила для зданий. – Минск, МАиС РБ, 2015. – 207 с.

6. Пецольд, Т. М. Опыт внедрения в Республике Беларусь европейских нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций / Т. М. Пецольд, Н. А. Рак, В. В. Тур // Строительная наука и техника. – 2012. – № 2 – С. 94–96.

7. Пецольд, Т. М. Особенности перехода в Республике Беларусь на проектирование железобетонных конструкций по европейским нормативным документам / Т. М. Пецольд, Н. А. Рак, В. В. Тур // Материалы Международной научно-практической конференции «Техническое регулирование в строительной отрасли в современных условиях» (Минск, 21 мая 2015 г.) – Минск, СтройМедиаПроект, 2015. – С. 18–25.

8. fib Model Code for Concrete Structures 2010. – Berlin, Ernst&Sohn, 2013. – 434 p.

9. ТКП EN 1990-2011* Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – Минск, МАиС РБ, 2015. – 94 с.

10.Изменение № 2 к ТКП EN 1992-1-1-2009* Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1–1. Общие правила и правила для зданий. – Минск, МАиС РБ, 2019. – 90 с.

11.СП 5.03.01-2020. Бетонные и железобетонные конструкции / М–во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2020. – 236 с.

12.prEN 1992-1-1:2021 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1–1: General rules –Rules for buildings, bridges and civil engineering structures – CEN TC250, Brussel, 2021. – 383 p.

13. EN 1992–2:2005 Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges – Design and detailing rules – CEN, Brussels, 2005. – 95 p.

14.EN 1992-3:2006 Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 3: Liquid retaining and containment structures – CEN, Brussels, 2006. – 23 p.

3D PRINTING IN CONSTRUCTION: BENEFITS AND PROBLEMS

KASHIRIPOOR M. M., RONG Q.

Associate Prof. Ph.D. in Architecture, Master degree Student
Belarussian National Technical University

Introduction, background and significance of 3D printing technology research.

Traditional construction methods range from schematic design, architectural design, structural design and other sub-disciplinary design, to the construction of drawings, and then to the final completion of acceptance procedures are complicated, requiring a large number of human and material resources, and a long period of time to finally complete a building works. 3D printed building, only need to design a good model into the computer, with large 3D printing equipment, you can directly print out the building in a short period of time at once.

The concept of 3D printing can be traced back to 1860's Photosculpture and 1892's Topography. This technology has developed rapidly since the 1980's with the invention of various practical 3D printing technologies and 3D printers. This kind of printing is able to customize products to the owner's requirements based on data and modeling. In traditional industry, to manufacture something, a mold must first be opened and later cast to produce the final product. But 3D printing eliminates these complicated processes, the use of «mold» is actually the computer data, design and development staff with computer design model will be processed after the completion of the graphic information, and the processed data sent to the 3D printing machine, the printer in accordance with the established route of rapid prototyping.

3D printing technology as a rapidly developing additive manufacturing technology, coupled with the fact that in recent years. This technology has received extra attention, rapidly developed and applied and from technical personnel in various industries. 3D printing technology for construction projects is essentially an advanced automated construction technology with the following potential advantages: saving labor input,

reducing consumption of auxiliary materials, making the construction process safe and clean, building complex shapes at low cost, accelerating the construction product development cycle, and enriching the technical path of construction industrialization.

Traditional construction technology and 3D printing technology, compared with the amount of manual input, long construction cycle, heavy environmental pollution, serious waste of resources, prone to safety accidents, and produce more construction waste.

Therefore, this article aims to discuss how 3D printing is currently used in the construction industry and how it can be deepened and expanded to solve some of the problems that are difficult to handle with traditional construction technologies. By covering all aspects of the construction cycle and using actual cases, the feasibility of introducing 3D printing into the construction industry is discussed, while problems with existing applications of 3D printing technology are pointed out and improvement methods are proposed.

Research methodology.

The research method applied in this paper aims to briefly elaborate the concept of 3D printing technology, and its feasibility of application in construction engineering based on the application of this technology in construction engineering. Consider the existing examples and ideas of 3D printed building applications, and provide an outlook on the prospect of 3D printing technology applied in construction engineering through the analysis of the mechanical properties of 3D printed structures. The study of related literature and practices in China and abroad, as well as application methods, materials, and other aspects of 3D printing construction technology are discussed.

The advantages and disadvantages of 3D printing technology and the way it is used are analyzed through the study and analysis of actual construction cases in China and abroad.

Depends on the research, advantages and disadvantages of study and factual application on 3D printing in construction technology, authors would be concluded about research and new approach to solve some problems in this area.

Application of 3D printing technology in the construction industry.

Today's research shows 3 main application of 3D printing in construction phase:

Application in the pre-construction stage.

Using 3D printing technology can intuitively and completely show the whole construction project. Everything depends on pre-construction systems and models. Regarding this system, in the design stage, every detail, every item and every link may have an impact on the quality and result of the building, and if the design is not reasonable, serious consequences are likely to occur. Every detail of building, construction model, materials, construction period and process would be planned before construction and would be programmed for printer in this stage. The printer program would show us 3D model in design and realization, its time laps and realization period and exact time for finishing project.

Application in the construction phase.

In different building construction processes, as the building project unfolds, the auxiliary design functions of 3D printing models are applied, such as the processing of the subtle parts of the building entity, the embodiment of architectural style, such as the detailed interior and exterior decoration of the choice of materials, decorative style, the furnishings and decorative pieces of the entity's internal pattern, 3D printing can directly complete the construction of these auxiliary and structurally complex parts, so that the entire building content looks richer and more detailed.

In 2016, Apis Cor printed a 38 m² habitable house on site in a small Russian town in just 24 h. During the construction process, the exterior walls were filled with polyurethane filler and insulation for insulation, and reinforced glass fibers were placed to keep the house strong, all using 3D printing technology (Fig. 1).

Application in the later stages of the construction industry.

In post-construction applications, 3D printing is often used to express the results of construction projects. 3D printing has a great practical value in the later beautification and maintenance of the building, in terms of building maintenance. This technology can be done more effectively and conveniently, while maintenance through human labor may consume a lot of time; so in this regard can save labor costs, as well as time costs, etc. 3D printed trim can express the complex overall structure, in the case of personalized and special occasions applications.



Figure 1. 3D printing house in Russia by Apis Cor company, Russia

Current 3D Printing systems in the construction industry.

Extrusion Curing Printing.

Extrusion curing printing is a printing process in which a gel-like material is extruded from a nozzle and then built up in layers to a desired height. Some of the more representative extrusion curing printing processes are *contouring process* and *concrete printing*.

Contour process: Contour Crafting is an architectural additive manufacturing technology proposed by the research team of Behrokh Khoshnevis, a professor of industrial and systems engineering at the University of Southern California, in 2001. The hardware device for the contouring process consists of a giant three-dimensional extrusion machine for materials such as mortar mix, which prints precise, smooth building components by stacking the mix in layers and using a nozzle with a spatula. In the case of printed walls, for example, the contouring process prints the outer contour of the wall first, then the internal contour of the wall to form a truss-like structure, followed by reinforcement, and then finally backfills the wall cavity with cement material and insulation material to form the overall structure or component. During the printing process of the contouring process, the spatula near the nozzle simultaneously smoothed the outer surface with each layer of material sprayed and squeezed to ensure a smooth and flat surface of the components. After years of research and development, the contouring process has the tech-

nical possibility to automate the construction of large building components or even whole buildings using very little material [1].

Concrete Printing: Concrete Printing, also known as freeform construction, is a 3D printing technology for buildings introduced in 2005 by a team led by Professor Lim S of the Innovation and Construction Research Centre (IMCRC) at Loughborough University, UK. The core process is a concrete spray extrusion layered construction method, specifically based on the extrusion of cement mortar and the solidification process of the material itself, and adding a layer of reinforcement mesh for each layer of material printed, until the overall component is printed and the vertical reinforcement is implanted. Concrete printing technology has a higher 3D degree of freedom and a smaller resolution of the slurry deposition, thus providing better control over the internal and external geometry of the printed component. Concrete printing technology typically prints in sizes larger than 1 m, and in the last few years has developed the ability to print large components (2 m x 2 m x 2 m).

Selective Bond Curing Printing.

Selective bond-curing printing is the process of selectively bonding and curing powdered materials layer by layer with an adhesive to build. The process of building a solid. One of the more representative selective bond-curing printing processes is D-Shape printing.

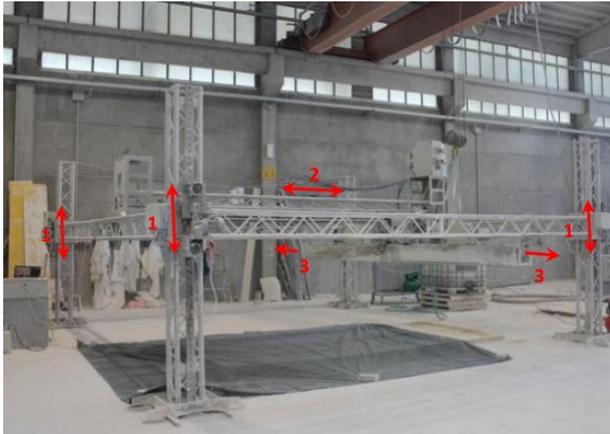


Figure 2. D Shape technology by Giant Frame

Analysis of the current situation of 3D printing (main benefits and problems).

Main benefits and problems related to construction phas.

3D printing technology in construction phase have many benefits like [3, 4]:

- quickly print new object;
- automatically install various facilities;
- more safe than traditional construction;
- more accurately work according to schedule;
- save energy, time and materials;
- needs a few workers to operate the computer and construction systems;
- this technology is closely related to BIM technology and building industrialization, and promotes each other;
- strong rapid prototyping capabilities, especially in the construction of non-linear complex-shaped buildings (Fig. 3);
- not require the use of formwork and scaffolding;
- could have done complicated architectural components;
- not need many structural systems like reinforces in many cases and building;
- process of construction with 3D printing technology has low-carbon, green, environmentally friendly features and effect;
- using and reuse building materials and eco-friendly materials.



Figure. 3. 3D printed isolation ward in Xianning Central Hospital in Hubei, China

This technology has some problems in construction phase like as:

- needs special regulation in project site and low possibility to use everywhere;
- low possibility in materials and finishing works;
- high cost of construction;
- low professional workers in this area;
- 3D printed house and slabs can only be cast-in-place or prefabricated slabs using reinforced concrete;
- there is no tensile effect of steel reinforcement because of a single material is used to complete 3D printing;
- for concrete-like materials, once cracks appear, the tensile capacity is lost, which can lead to continuous damage of the member;
- printing process requires the printing of materials through the transport pipeline and print head printing to shape, so the printing materials should have good compatibility [5];
- pressure and deformation related to layers form of construction process (print);
- no standard specification and technological cards for the acceptance of 3D printed building structures.

Main benefits and problems related to 3D printer.

3D printing technology has some benefits which related to use 3D printer like as:

- control of the material supply system and transmission system by computer;
- ensure the standard of material used;
- design flexibility regarding using computer graphics;
- realize the unmanned operation and more dimensional accuracy.

3D printing technology has some problems which related to use 3D printer like as:

- low sizing possibility of construction related to 3D printer character;
- high price of 3D printer and low possibility of using area and different materials;
- individual working programs and algorithms for every project.

Results.

3D printing technology has been initially applied in construction projects and has the initial ability to manufacture structures [6], but there are still opportunities and challenges for its application in engi-

neering practice, and its further development requires the cooperation of the government, enterprises, and research units to jointly promote the application and popularity of 3D printing technology from policy support, application promotion, and technology development.

Printing buildings is far more difficult than printing anything else, and 3D printed buildings are still in the experimental stage, with many problems to be solved. 3D printed building technology is not yet able to print large buildings in one go, but is more likely to be assembled by printing components. There are still some technical issues to be solved in printing buildings, such as solving the problem of the «step effect» of printing in layers, the structural strength of large buildings, the shrinkage and deformation of materials, the coordination of printing rate and resolution, and the printing of reinforcing steel in buildings.

However, the use of 3D printing in the construction industry is relatively late compared to the development in other industries [7], and the degree of application is not as deep as in other industries. The distribution of 3D printing in the construction industry is still quite fragmented, and does not form a system and scale, and many of its practical applications have problems and need to be improved to be used. The application of 3D printing technology in construction projects has both opportunities and challenges, and requires the joint support of resources and technologies from multiple industries to promote its application and promotion in engineering practice.

Conclusion.

The application of 3D printing construction technology in engineering construction is of great significance in the current situation. This technology is very suitable for emergency housing in especial situation like as construction in Pandemic situation or for poor people. In the future, the printer will be able to create houses suitable for human habitation, and after a natural disaster, it will be able to print out houses quickly and install various facilities automatically, which are better than disaster relief tents and mobile homes in terms of function and strength.

Future architectural design may no longer design the shape, but design an algorithm to create the building. For example, D-shape construction method, which prints «radioactive bugs» by selectively hardening each layer of powder with an adhesive (Fig. 4) [6]. The use

of materials such as ceramics and clay has begun to be explored, and many special materials such as fiber materials, composite materials, chemical materials, and smart materials may emerge in the future to meet the needs of 3D printed buildings.



Figure. 4. 3D printed Radiolaria, Monolite UK Ltd.

New construction processes require new acceptance standards, and new building inspection techniques should have to be developed in parallel. All new technologies and techniques which help us to better construction is good, but for its implementation we shouldn't forget the main factor of our mission: needs to analyze it on human's life and healthy. This point of view needs more times and effort to analyze for 3D printing in construction.

References:

1. Khoshnevis B., Automated construction by contour crafting-related robotics and information technologies, 2004, p. 5 – 19.
2. Jakupovic A., 3DPrinthuset, D Shape Report, 3D Printhuset // 2016, p. 1 – 33.

3. Ryder G., Bill Ion, Graham Green, D.K. Harrison, Bruce M. Woos, Rapid Design and Manufacture Tools in Architecture // Automation in Construction, 2002, p. 279 – 290.

4. BUSWELL R. A., GIBB A G, SOAR R, et al. Applying Future Industrialised Processes to Construction // CIB World Building Congress, 2007, p. 1 – 14.

5. Duballet R., Olivier Baverel, Justin Dirrenberger, Classification of building systems for concrete 3D printing // Automation in Construction, Elsevier Ltd., 2017, p. 247 – 258.

6. Asprone D., Auricchio F., Menna C., Mercuri V., 3D printing of reinforced concrete elements: Technology and design approach, // Construction and Building Materials, Elsevier Ltd., 2018, p. 219 – 231.

7. Zibo Z., Yulin H., Xiaojian W., Research and Application of Digital Construction Technology Based on 3D Printing // Shanghai Construction Engineering Group Co., 2015, p. 765 – 773.

РАЗДЕЛ III. ИНФОРМАЦИОННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ

УДК 620.179.14

КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ МАГНИТНОГО СОСТОЯНИЯ ПРОТЯЖЕННОГО ФЕРРОМАГНИТНОГО ОБЪЕКТА СО СТРУКТУРНОЙ НЕОДНОРОДНОСТЬЮ

СТРЕЛЮХИН А. В.

Белорусский национальный технический университет

Для решения ряда практических задач неразрушающего контроля представляет интерес расчет магнитного состояния ферромагнитного объекта, обладающего продольной структурной неоднородностью (например, прямошовных электросварных труб). В качестве методики расчета выбран метод пространственных интегральных уравнений, позволяющая проводить вычисления с учетом нелинейной зависимости магнитных характеристик материала от внешнего магнитного поля [1].

Для расчета используется дискретная математическая модель в предположении кусочно-постоянной аппроксимации компонент вектора намагниченности $\vec{M}(M_r, M_\phi, M_z)$ по элементам разбиения образца. Результирующее поле в исследуемой области представляет собой векторную сумму полей, создаваемых системой намагничивания и самим ферромагнетиком:

$$\vec{H}(Q) = \frac{\vec{M}(Q)}{\diamond(\diamond)} = -\frac{1}{4\pi} \text{grad}_Q \int_{V_M} \vec{M}(Q) \text{grad}_N \left(\frac{1}{|r_{NQ}|} \right) dV_N + \vec{H}^J(Q), \quad (1)$$

$$\vec{B}(Q) = \frac{\mu_0}{4\pi} \left(\int_{V_M} \frac{[[\nabla \times \vec{M}(N)] \times \vec{r}_{NQ}]}{|r_{NQ}|^3} dV_N - \int_{S_M} \frac{[[\vec{n} \times \vec{M}] \times \vec{r}_{NQ}]}{|r_{NQ}|^3} dS_N \right) + \vec{B}^J(Q), \quad (2)$$

где $\vec{H}(Q)$ – напряженность магнитного поля;

$\vec{B}(Q)$ – вектор магнитной индукции;

\bar{M} – намагниченность материала;

V_M и S_M – соответственно объем ферромагнетика и площадь его поверхности;

Q – точка наблюдения;

N – точка источника поля;

\bar{n} – внешняя нормаль к поверхности S в точке интегрирования;

\vec{r}_{NQ} – радиус-вектор из точки источника (N) в точку наблюдения (Q);

\vec{H}^J , \vec{B}^J – напряженность и индукция магнитного поля, создаваемого внешним источником.

При построении модели полагали, что между материалом и зоной структурной неоднородности отсутствует переходной слой; образец является изотропным (в пределах элемента разбиения) и в исходном состоянии размагничен; намагничивание происходит по основной кривой намагничивания, которая будет различной в зависимости от того, принадлежит элемент разбиения основному металлу или зоне неоднородности. Магнитные свойства каждого элемента разбиения материала трубы и материала структурной неоднородности задавали, используя аппроксимирующие выражения для намагниченности по основной кривой намагничивания [2].

В модели использовался метод простой итерации. За начальное приближение принимались величины компонент вектора намагниченности, определенные по значениям поля внешнего источника. Полученные скорректированные значения компонент вектора намагниченности являлись новым начальным приближением для расчета. Решение считалось полученным, когда при сравнении значений намагниченности на двух соседних итерациях достигалась заданная точность. По рассчитанному распределению компонент вектора намагниченности в объеме ферромагнетика определяли значение компонент вектора напряженности магнитного поля в интересующей нас области.

Проверка результатов проводилась на полных цилиндрических объектах (коэрцитивная сила основного материала $H_{cs} = 820$ А/м, структурной неоднородности $H_{cs} = 3274$ А/м) при различных величинах намагничивающего поля и показала, что предложенная методика расчета позволяет качественно и количе-

ственно оценить процессы, происходящие внутри ферромагнетика со структурной неоднородностью, а также рассчитать поле на его поверхности.

Список использованных источников:

1. Курбатов, П. А. Численный расчет электромагнитных полей / П. А. Курбатов, С. А. Аринчин. – М. : Энергоатомиздат, 1984. – 168 с.
2. Матюк, В. Ф. Математическая модель намагничивания ферромагнетиков / В. Ф. Матюк, А. А. Осипов // Доклады НАН Беларуси. – 2004. – Т. 48. – № 5. – С. 43 – 45.

РАЗДЕЛ IV. ЭКОНОМИКА И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА

УДК 331.101.6

НОРМИРОВАНИЕ ТРУДА В СТРОИТЕЛЬСТВЕ КАК ЭЛЕМЕНТ КАЛЕНДАРНОГО ПЛАНИРОВАНИЯ

АБАКАНОВ Ж. Л.

Белорусский национальный технический университет

Переход экономики постсоветских стран с плановой на рыночную модель привел к стремительной и радикальной смене понимания важности и значимости системы планирования как в экономическом плане, так и в мышлении самих людей.

При резко возрастающей значимости обоснованных управленческих решений, усилении ответственности за их последствия при невозможности выполнить взятые на себя договорные обязательства становится особо важной роль производственного планирования, нормирования ресурсов, оценки затрат времени и финансов, определяющих результаты производственно-хозяйственной деятельности организации. Система производственного планирования, базирующаяся на сформированных десятилетия назад показателях, прежних методиках нормирования, инструментов сбора и обработки данных, не обеспечивает объективной информацией и, как следствие, не позволяет строительным организациям быть конкурентоспособными и конкурентоустойчивыми, конкурировать как на внутреннем, так и на внешних рынках.

Овшинов С. А. в работе [1] выполнил сравнительный анализ организации процессов оперативно-календарного планирования на предприятиях промышленности и строительства, определив календарное планирование как основу производственного планирования предприятий.

Гункин Е. М. проанализировал эволюцию производственного планирования, рассмотрел позитивный опыт плановой и рыночной экономики для использования в процессах разработки сквозной си-

стемы планов предприятия, и что немаловажно в современных условиях хозяйствования, в условиях цифровизации [2].

Гунина И. А. и Кононенко С. Н. рассмотрели факторы, оказывающие влияние на выбор модели системы оперативного планирования в современных условиях [3].

В работе Жучкова О. А., Максименко В. И. [4] установлены научно-обоснованные факты неоправданной длительности и превышения стоимости строительства объектов недвижимости против нормативно-рекомендательных, первоначально запроектированных, зарубежных аналогов (в 87 % случаев из 32-х обследованных объектов города).

В вышеперечисленных трудах, рассматривая проблемы производственного планирования в строительстве авторы не затрагивали вопросы оптимизации процесса разработки и утверждения сметных норм затрат труда, на основании которых осуществляется календарно-сетевое планирование работ, оценка затрат на строительство.

В настоящее время, характеризующееся постоянными глобальными изменениями и экономической нестабильностью, продолжает оставаться актуальной проблема мобильности, динамичности системы производственного планирования затрат в строительной отрасли. Эффективное планирование затрат, обеспечивающее оперативность реагирования на изменения факторов внешней среды, обеспечивает устойчивость строительных организаций на рынке, их конкурентоспособность и мобильность.

Одним из инструментов, с помощью которых решаются задачи управления строительным процессом, является календарное планирование. Прежде всего это задачи, связанные с управлением строками строительства и его сметной стоимостью.

Причем между календарно-сетевым планированием и сметной стоимостью строительства присутствуют как прямые связи: в зависимости от организационных решений рассчитывается длительность производства работ, определяются затраты на подвижной и разъездной характер работ, командирование рабочих, надбавки за выполнение работ вахтовым способом. Кроме того, в зависимости от решений, принятых в проекте организации строительства, в сметную документацию закладываются затраты на эксплуатацию соответствующих строительных машин и механизмов, определяется длительность их эксплуатации.

С другой стороны, обратной связью между сметной документацией и проектом организации строительства и проектом производства работ выступает сметная информация о нормах затрат труда рабочих, количественном и качественном составе ресурсов, используемых для строительства.

Такая взаимосвязь и взаимозависимость сроков и стоимости строительства обоснована тем, что в основе управления сроками и стоимостью строительства лежит один и тот же процесс: нормирование затрат труда.

Для составления календарного плана строительства здания и оборудования необходимы: рабочие чертежи, сметная документация, проект организации строительства, информация о сроках поставки материалов, изделий, конструкций и оборудования, сведения о видах и времени использования строительных машин и механизмов, сведения о кадровом составе рабочих, технологические карты на строительные работы, привязанные к объекту и местным условиям производства работ.

Производственное планирование в зависимости от комплексности решаемых задач, стратегической направленности и детальности проработки подразделяется на следующие виды:

1. Планирование сроков строительства (календарно-сетевое планирование, разработка проекта организации строительства).
2. Планирование производственного процесса (разработка проекта производства работ, недельно-суточных графиков, наряд-заданий).

Целью планирования сроков строительства является планирование строительных работ, процессов и фаз проекта, конкретных задач, выполнение которых позволяет в своей совокупности выполнить все строительные-монтажные работы, предусмотренные проектно-сметной документацией. В современных условиях это планирование начинается на самых ранних этапах проработки проекта и может охватывать весь инвестиционный цикл: от начала разработки предпроектной документации до сдачи объекта в эксплуатацию. Основные пользователи: заказчики, инвесторы, генподрядчики и другие субъекты хозяйствования, заинтересованные в результатах строительства.

Такие планы, как правило, не отличаются глубокой детализацией задач. Планирование затрат труда и стоимости строительства осу-

ществляется на основе показателей объектов-аналогов или укрупненных нормативов расхода ресурсов, с использованием сметных норм затрат труда.

Календарный план строительства, являясь важнейшим документом управления сроками строительства, базируется на нормах времени, рассчитанных на основе норм затрат труда рабочих и времени эксплуатации машин и механизмов. Нормы затрат труда рабочих и машинистов (механизаторов) являются первичной информацией, на основе которой выстраивается весь процесс строительства.

Целью недельно-суточного планирования производства строительного-монтажных работ является оперативное планирование, детализация задач и ресурсов, необходимых для их выполнения. Основные пользователи: мастера и прорабы, подрядчики и субподрядчики, а также генподрядчики и заказчики, заинтересованные в результатах выполнения договорных обязательств.

Для этого планирования характерна значительно более высокая степень детализации задач. Инструментами планирования выступают нормы расхода ресурсов, производственные нормы затрат труда. Сравнение сметных и производственных норм затрат труда конкретной организации позволяет выявить резервы роста производительности труда, конкурентные преимущества, связанные со способами производства работ, использованием уникальных ресурсов конкретной строительной организации.

Первичными элементами, обеспечивающими точность, обоснованность, грамотность и гибкость системы планирования строительства по срокам являются нормы затрат труда, определяющие трудоемкость технологических процессов. Поэтому от достоверности, объективности и полноты информации, полученной при нормировании затрат труда, зависит вся конструкция календарного планирования строительства, сроки выполнения работ и, в конечном итоге, успешность сдачи объекта в эксплуатацию. Все это определяет важность и значимость развития системы сметного нормирования затрат труда, организации процессов управления трудовыми ресурсами.

Список использованных источников:

1. Овшинов С. А. Оперативно-календарное планирование в серийном и единичном производстве // Вестник ВолГУ. Серия 3: Экономика. Экология. 2010. №1. – С. 13 – 18.
2. Гункин Е. М. Эволюция научных взглядов на планирование производственной деятельности // Известия ТулГУ. Экономические и юридические науки. 2018. № 4 – 1. – С. 40 – 46.
3. Гунина И. А., Кононенко С. Н. Место оперативного планирования в системе менеджмента промышленного предприятия: проблемы и особенности // Вестник ВГТУ. 2012. № 7–1. – С. 4 – 6.
4. Жучков О. А., Максименко В. И. Строительная составляющая в решении задач развития Дальнего Востока / Строительство – 2007: материалы Международной научно-практической конференции. – Ростов-на-Дону: РГСУ, 2007. – С. 42 – 44.

ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ ВЫБОРА ПЛОСКОЙ ИЛИ СКАТНОЙ КРОВЛИ ДЛЯ ЧАСТНОГО ЖИЛОГО ДОМА

СОКОЛОВСКАЯ А. В., ГРИГОРЬЕВА Н. А.

Белорусский национальный технический университет

Технико-экономические обоснование (далее ТЭО) играют важнейшую роль в процессе управления строительными проектами. Они помогают потребителям и производителям наметить план дальнейших действий и определить, соответствуют ли желаемые результаты реальности. ТЭО – это анализ, в котором рассматриваются все соответствующие факторы проекта, включая экономические, технические, юридические и календарные соображения, чтобы определить вероятность успешного завершения проекта [1].

Технико-экономические показатели, для разных стадий проекта могут определяться в укрупненных величинах, или же на основании составленных смет. Для оценки экономичности проектных решений важное значение имеет выбор единицы измерения соответствующих показателей, от «которой во многом зависит правильность результата. Выбранная единица измерения должна обеспечивать сравнимость анализируемых показателей» [2].

Основной перечень показателей технико-экономической эффективности для объектов жилищно-гражданского назначения представлен в ТКП 45-1.02-298-2014 (02250) «Строительство. Предпроектная (предынвестиционная) документация. Состав, порядок разработки и утверждения». Приложение Г [3].

С точки зрения современных тенденций [4] для сравнения и выбора кровли для частного жилого дома – двухскатная с покрытием из металлочерепицы или плоская с покрытием из рулонных материалов – по фактическим данным проекта «Один многоквартирный жилой дом ОАО «Достоево» по ул. Садовая, 14, в аг. Достоево Ивановского района» составлена таблица 1.

Данные показатели были представлены в трех категориях:

- ценовые показатели;
- неценовые показатели;
- технические характеристики предлагаемых вариантов кровель.

Таблица 1

Перечень показателей для обоснования выбора кровли

Параметры	Скатная кровля	Плоская кровля
Ценовые показатели, руб.:		
1. Заработная плата	6 084	1 387
2. Эксплуатация машин и механизмов в. т. ч. Заработная плата машинистов	1 117 207	138 72
3. Материалы, изделия, конструкции	16 230	5 048
4. Транспорт	2 283	648
5. Общая стоимость (сумма граф 1,2,3,4)	25 714	7 217
6. ОХР и ОПР	4 865	1 253
7. Плановая прибыль	4382	1017
8. Общая стоимость (сумма граф 5, 6, 7)	34 961	9487
9. Стоимость возведения на 1 кв. м. по стоимости материалов	141,99	44,24
10. Стоимость возведения на 1 кв. м. по сумме всех статей затрат	224,97	63,14
11. Стоимость возведения на 1 кв. м. по общей стоимости локальной сметы	305,87	83
12. Прибыль на 1 кв. м. кровли	26,88	1,78
13. Прибыль на одного рабочего бригады кровельщиков	876,4	203,4
14. Прибыль на 1 чел.-ч.	4,82	4,91
15. Возможность использования подкровельного пространства	-28 871,1	0
Неценовые показатели:		
16. Затраты труда рабочих (чел.-ч)	909	207
17. Затраты труда машинистов (маш.-ч)	26	12

Продолжение таблицы 1

Параметры	Скатная кровля	Плоская кровля
18. Длительность, дни	23	5
19. Длительность, рассчитанная МС Project, дни	35,4	10,1
20. Длительность, определенная методом экспертных оценок, дни	13,5	5,5
21. Коэффициент значения прибыли к стоимости возведения на 1 кв. м. затрат на материалы	30,86	22,99
22. Коэффициент значения прибыли к стоимости возведения на 1 кв. м. на сумму всех статей затрат	19,48	16,11
23. Коэффициент значения прибыли к стоимости возведения на 1 кв. м. по общей стоимости локальной сметы (за исключением плановой прибыли)	16,38	13,72
24. Рентабельность, %	14,3	12,0
25. Вес конструкции на 1 кв. м., кг/м ²	37	50
26. Срок службы	При технологически верном порядке устройства покрытия, до 25 лет	При технологически верном порядке устройства покрытия, до 15 лет, с возможностью проведения текущего ремонта каждые 5 лет
Технические характеристики:		
27. Распространенность	Основная частота устройство в частном жилищном строительстве	Используются значительно реже

Продолжение таблицы 1

Параметры	Скатная кровля	Плоская кровля
28. Эстетичность	Ровные линии: конька, ветровых планок, желобов, водосточной системы, снегозадерживателя, укладки листов используемого материала, диагональных линий укладки материала, наружной отделки вентшахта.	При наблюдении с уровня земли, видны только парапеты.
29. Требования к несущим конструкциям	Устройство несущих стен, предусматривающих возможность возведения монолитного пояса, для восприятия веса всей конструкции	Фундамент подбирается с учетом восприятия возможных атмосферных осадков; возможность устройства монолитного пояса; междуэтажные и плиты покрытия – железобетонные плиты перекрытия.
30. Ремонтопригодность	Возможно, но затратно и трудоемко	Не трудоемко, но преимущественно в сухую погоду
31. Сезонность монтажа	Круглый год	Сухое время года
32. Сложность устройства	Геометрически верная последовательность возведения, с возможностью устройства дополнительного раскрепления несущих конструкций кровли	Технически верное устройство уклона кровли, для обеспечения водоотведения с ее поверхности, и герметичное устройство всех стыков и примыканий к надкровельным сооружениям

Окончание таблицы 1

Параметры	Скатная кровля	Плоская кровля
33. Удобство уборки снега	Нет необходимости в ручной уборке, за счет скатов кровли, с которых снег падает под собственным весом	При обильном снегопаде, возникает необходимость в ручной уборке, чтобы исключить попадание оттаянной воды под поверхность кровли
34. Безопасность устройства	Необходимы страховочные пояса, для обеспечения безопасности	Безопасна, за счет плоской поверхности

Примечание: источник: собственная разработка авторов.

К ценовым показателям, помимо расчетов проведенных на основании результатов локальных сметных расчетов по устройству двухскатной кровли и устройству плоской кровли (разработан в рамках дипломного проекта), относились так же показатели стоимости возведения 1 кв. м. в зависимости от рассматриваемого варианта и несколько значений прибыли.

К неценовым показателям относились такие результаты самостоятельного расчета, как три варианта расчета длительности (с использованием так же метода экспертных оценок бригады кровельщиков), рентабельность возведения рассматриваемых вариантов кровель и т. д.

К техническим характеристикам были отнесены основные пункты, с которыми могут встречаться рассматриваемые варианты устройства кровель в процессе своей эксплуатации, для более обширного и наглядного представления данного проекта.

Данные Технико-экономические показатели, распределенные на 3 категории. позволили сделать вывод – строительство двухскатной кровли с покрытием из металлочерепицы, больше подходит для устройства в частном жилом строительстве, как с позиции потребителя, так и с позиции производителя.

Список использованных источников:

1. Козловская, З. Н. Учебно–методический комплекс по учебной дисциплине «Анализ и менеджмент проекта» / Козловская З. Н. – Минск : БНТУ, 2013. – 13, 18 с.
2. Либерман И. А. Техническое нормирование, оплата труда и проектно–сметное дело в строительстве. Учебник. Студентам ССУЗов. Инфра–М 2020
3. ТКП 45–1.02–298–2014 (02250) «Строительство. Предпроектная (предынвестиционная) документация. Состав, порядок разработки и утверждения»
4. Григорьева, Н. А. Направления перспективного развития зданий и сооружений = Directions for perspective development of buildings and constructions / Н. А. Григорьева // Экономика строительного комплекса и городского хозяйства [Электронный ресурс] : материалы международной научно-практической конференции / редкол.: О. С. Голубова [и др.]. – Минск : БНТУ, 2019. – С. 276–280.

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ПОДХОДЫ К ОЦЕНКЕ ИНВЕСТИЦИОННОЙ ПРИВЛЕКАТЕЛЬНОСТИ РЕГИОНОВ С ТОЧКИ ЗРЕНИЯ ИНВЕСТИЦИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВО

АХАСЕН А. А.

Белорусский национальный технический университет

Мировая практика выработала определенную систему финансово-экономических расчетов, используемых при разработке и реализации инвестиционных проектов, начиная от идеи проекта и заканчивая этапом его закрытия (завершения). Основной объем этих расчетов приходится на прединвестиционную фазу, на которой принимаются важные стратегические решения.

Многоэтапная система финансово-экономических расчетов при обосновании проекта имеет крайне важное значение. Система требует конкретных ответов на все стратегически важные вопросы, решение которых создаст основу для экономического обоснования целесообразности инвестиций. Оценка инвестиционной привлекательности страны или отдельных регионов с точки зрения перспектив инвестиций в строительство зданий и сооружений имеет большое значение как для субъектов хозяйствования Республики Беларусь, Республики Казахстан, так и для организаций из других стран, оценивающих возможности экспорта строительных услуг.

Большой научный вклад в развитие подходов к оценке инвестиционной привлекательности регионов внесли Гридчина, А. В. [1], Литвинова В. В. [2], Семина Л. А [3], Бабанов А. В. [4], Подшиваленко Г. П. [5]. Тем не менее исследование подходов к оценке инвестиционной привлекательности регионов с точки зрения инвестиций в строительство требует более глубокого рассмотрения.

На прединвестиционном этапе проводятся экономическая проработка всех важных аспектов проекта: оценки инвестиционных затрат, применяемых при строительстве технологий, обоснования выбора оборудования и инженерного обеспечения объектов строительства. Производится исследование инвестиционной привлекательности страны, региона, отрасли и предприятия.

Инвестиционные возможности определяются совокупностью политических, правовых, экономических и социальных условий, создающих условия для инвестиционной деятельности, и так или иначе влияющих на объем инвестиционных затрат.

В качестве основных факторов, определяющих инвестиционный климат в стране, и соответственно, объем инвестиций и систему ценообразования в строительстве, являются:

– политико-правовая среда. Стабильность экономики, правовых норм инвестиционной деятельности с учетом защиты прав и инвестиций формируют основу устойчивости макроэкономических показателей, как следствие, стабильности экономических показателей. Устойчивость политико-правой среды позволяет формировать устойчивую систему технико-экономических показателей, обеспечивающую планирование затрат, зафиксировать правила обоснования инвестиций и составления сметной документации;

– экономическая среда. Стабильность национальной валюты, темпы роста инфляции, налоговая нагрузка, таможенное регулирование, состояние фондового рынка напрямую влияют не только на источники инвестиций, но и алгоритмы расчета сметной стоимости строительства;

– социальная среда. Численность населения, его возрастная и квалификационная структура, уровень образования, средняя заработная плата и продолжительность жизни, с одной стороны, характеризуют уровень трудовых ресурсов, занятых в строительстве, и определяют стоимость рабочей силы. А с другой стороны, эти факторы характеризуют спрос на объекты строительства, что определяет уровень цен и покупательскую способность.

Схема исследования страны, для оценки ее привлекательности с точки зрения строительства зданий и сооружений, может быть представлена в виде последовательности действий:

1. Общие черты страны, ее географические возможности, население, традиции.

2. Основные виды материалов, изделий и конструкций, используемых в строительстве, в том числе идущие на экспорт и импортируемые в другие страны, характеристика инфраструктуры, в первую очередь транспортной и энергетической. Запасы и объемы добываемых и разведанных природных ресурсов.

3. Перечень отраслей и предприятий, которые действуют в строительстве и в промышленности строительных материалов, ресурсы которых могут быть использованы в строительстве.

4. Квалификация рабочих кадров и их количество, уровень безработицы, квалификация специалистов в области проектирования и строительства зданий и сооружений приемки выполненных строительных работ.

5. Особенности спроса на продукцию строительства (здания, сооружения: жилье, торговая и офисная недвижимость, производственные объекты и объекты инфраструктуры и т. д.) и его величины, платежеспособность спроса, возможности кредитования на внутреннем и внешнем рынке.

Приведем основные показатели, характеризующие инвестиционную привлекательность для строительства зданий и сооружений:

– показатели эффективности национальной экономики в целом (ВВП, объемы производства товаров, работ, услуг, используемых в строительстве, индексы цен на строительные работы, расходы на оплату труда в строительстве, средний уровень прибыли и рентабельности, сложившийся в строительной отрасли);

– показатели, характеризующие емкость инвестиционного рынка и его обеспечение (объем инвестиций, в т. ч. по объектам производственного и непроизводственного назначения, объем СМР, ввод в действие основных фондов всего, в том числе по объектам производственного и непроизводственного назначения, объем финансирования капитальных вложений за счет бюджетных и внебюджетных средств, долгосрочные кредитные вложения в экономику в целом и в строительство в частности);

– показатели, характеризующие состояние рынка строительства и недвижимости (количество действующих организаций, выполняющих строительные работы и реализующих недвижимость, объем реализованных фондов, количество зарегистрированных сделок по купле-продаже, средние цены купли-продажи);

– показатели, характеризующие кредитные возможности экономики (количество и цена выдаваемых под строительство кредитов для физических и юридических лиц, сложность административных процедур привлечения кредитов, объемы бюджетного финансирования и льготы для строительства отдельных видов объектов недвижимости);

– показатели, характеризующие состояние экономики страны (темпы инфляции, свобода регистрации и предпринимательства для иностранных субъектов хозяйствования, налоговая политика).

На основании анализа этих показателей оценивается условия формирования сметной стоимости строительства за рубежом. Показатели, которые позволяют оценить экономическую целесообразность инвестиций в строительство зданий и сооружений за рубежом включают: коэффициент эффективности инвестиций, коэффициент экономической эффективности капитальных вложений,

Коэффициент эффективности инвестиций (Accounting rate of return, ARR). Это показатель, который характеризует влияние инвестиций на бухгалтерскую норму доходности.

$$ARR = P_c / (1/2 * (I_n + ЛС)),$$

где P_c – среднегодовая прибыль, денежных единиц;

I_n – стоимость инвестиций на начало периода, денежных единиц;

$ЛС$ – ликвидационная стоимость, денежных единиц.

Если учетная норма рентабельности больше значения целевой нормы рентабельности, то проект принимается. Чем выше показатель ARR, тем выше привлекательность данного проекта.

Коэффициент экономической эффективности инвестиций.

Он определяется как отношение прибыли к объему инвестиций, вызвавших получение этой прибыли:

$$E_{кр} = P_r / I,$$

где P_r – годовая прибыль за планируемый период, денежных единиц;

I – инвестиции в строительство зданий и сооружений (сметная стоимость строящегося объекта), денежных единиц.

Индекс роста объема инвестиций в национальной экономике:

$$I = I_{2022} / I_{2021}.$$

Коэффициент реализации:

$$I = I_v / I_{общ},$$

где I_v – объем инвестиций в строительство зданий и сооружений, которые были введены в эксплуатацию, денежных единиц;

$I_{\text{общ}}$ – общий объем инвестиций за отчетный период, денежных единиц.

Индекс долгосрочного кредитования в строительстве

$$I = I_{\text{д}} / I_{\text{общ}},$$

где $I_{\text{д}}$ – долгосрочные кредиты в строительство, денежных единиц;

$I_{\text{общ}}$ – общие кредиты, денежных единиц.

Для оценки инвестиционного климата инвесторы, в первую очередь иностранные, используют рейтинги, присвоенные специализированными рейтинговыми агентствами, которые на основе анализа и прогнозирования большого количества абсолютных и относительных показателей присваивают рейтинги отдельным странам, банкам, корпорациям, предприятиям.

Крупнейшими рейтинговыми агентствами являются:

Standart and Poor's (США);

Moodus (США);

Fitch (США и Европа).

По оценке международных сообществ, они контролируют около 95 % рейтингового бизнеса.

Для развития экономики Республики Казахстан необходимы инвестиции не только в национальной валюте, но и в зарубежной, которые можно получить на мировом финансовом рынке. Стоимость таких заимствований зависит от:

- цены кредита для зарубежных банков;
- платы за риск невозврата средств.

Рассчитывая процентные ставки по выдаваемым кредитам, банки во всем мире применяют примерно одинаковые методы: берется стоимость ресурсов для банков, к полученной величине добавляются собственные расходы и прибыль банка, а затем к этой сумме добавляется премия за риск предоставления средств конкретной компании.

Для оценки инвестиционной привлекательности региона или страны, важными с точки зрения инвестиций в строительство зданий и сооружений являются следующие основные элементы:

1. Уровень общеэкономического развития региона:

1.1. Удельный вес доходов региона в ВВП и в национальном доходе страны;

1.2. Уровень доходов организаций, градообразующих предприятий;

1.3. Уровень доходов местных и республиканского бюджетов.

1.4. Уровень государственных дотаций в строительство;

1.5. Средний уровень доходов населения, средний размер начисленной заработной платы;

1.6. Среднегодовой объем инвестиций в регионе в динамике за последние 10 лет.

2. Уровень развития инвестиционной инфраструктуры в регионе:

2.1. Число подрядных строительных организаций в регионе;

2.2. Объемы производства основных строительных материалов;

2.3. Объемы производства строительно-монтажных работ;

2.4. Объем производства энергетических ресурсов;

2.5. Уровень развития транспортных коммуникаций и логистической инфраструктуры;

2.6. Количество товарных, фондовых бирж, риэлтерских компаний, агентств недвижимости в регионе и количество сделок на них.

3. Демографическая характеристика трудовых ресурсов:

3.1. Удельный вес населения региона в общей численности жителей страны;

3.2. Соотношение городских и сельских жителей региона;

3.3. Удельный вес занятого населения, в том числе в строительстве;

3.4. Число квалифицированных работников в строительстве и уровень их квалификации;

3.5. Половозрастная структура работников строительства.

4. Уровень развития рыночных отношений и коммерческой инфраструктуры строительного комплекса региона:

4.1. Удельный вес организаций государственной и негосударственной форм собственности, действующих в строительстве;

4.2. Удельный вес инвестиций в строительство в общем объеме инвестиций;

4.3. Численность иностранных и совместных предприятий, действующих в строительстве в регионе;

4.4. Численность кредитно-банковских и страховых учреждений, их потенциал и финансовая активность;

5. Степень безопасности инвестиционной деятельности:

5.1. Уровень экономических преступлений на 100 тысяч жителей региона;

5.2. Удельный вес незавершенных строительством объектов в общем количестве строек за последние 10 лет;

5.3. Удельный вес предприятий с вредными выбросами;

5.4. Средний радиационный фон в регионе.

На основании 5 групп показателей рассчитывается интегральный показатель инвестиционной привлекательности региона. В процессе интегральной оценки может быть установлена следующая значимость отдельных элементов, установленная экспертным путем:

1 группа – 35 %;

2 группа – 15 %;

3 группа – 15 %;

4 группа – 25 %;

5 группа – 10 %.

На основании интегрального показателя оценивается уровень инвестиционной привлекательности, важный с точки зрения инвестиций в строительство зданий и сооружений:

– регион с приоритетным потенциалом инвестиционной привлекательности;

– регион с высоким потенциалом инвестиционной привлекательности;

– регион со средним потенциалом инвестиционной привлекательности;

– регион с низким потенциалом инвестиционной привлекательности.

Показатели инвестиционной привлекательности региона могут изменяться в зависимости от активности инвесторов, трансформации факторов макросреды, и требуют пересмотра и корректировки в среднесрочном периоде 3–5 лет.

При оценке инвестиционной привлекательности регионов и отраслей важное значение имеет оценка их перспективности. К перспективным отраслям принято относить те, которые не только динамично развиваются в настоящем, но и будут существовать и стабильно развиваться в будущем. Значимость отраслей не сводится лишь к объему производства и доле в общем ВВП, а определяется их влиянием на уровень развития общества. Поэтому оценка инвестиционной привлекательности регионов с точки зрения потенциала

строительства и создания в нем организаций, функционирующих в сфере строительства, имеет большое научно-практическое значение.

Список использованных источников:

1. Гридчина, А. В. Предприятие: инвестиционная политика: Для студентов и аспирантов гуманитарных направлений / А. В. Гридчина, Е. А. Горшкова, А. К. Курбанмагомедов. – Махачкала : Учреждение высшего образования «Институт системных технологий», 2019. – 252 с. – ISBN 978-5-6043408-0-6. – EDN YRVOUT.
2. Литвинова В. В. Инвестиционная привлекательность и инвестиционный климат региона: к вопросу о дефинициях и оценке // Финансы: теория и практика. 2014. №1. – С. 139–152.
3. Семина Л. А. Инвестиционная привлекательность: теоретический аспект // Вестник ЧелГУ. 2010. №14. – С. 17–19.
4. Бабанов А. В. Классификация факторов, формирующих инвестиционную привлекательность региона // Экономический журнал. 2012. №28. Ба – С. 88 – 95.
5. Подшиваленко Г. П. Инвестиционный климат и инвестиционная привлекательность // Финансовая аналитика: проблемы и решения. 2010. №15. – С. 7 – 10.

АСИММЕТРИЧНОСТЬ ФИНАНСОВЫХ ПОТОКОВ ЗАТРАТ И ДОХОДОВ ОТ ВЫПОЛНЕННЫХ РАБОТ ИНЖИНИРИНГОВЫХ ОРГАНИЗАЦИЙ

ГОЛУБОВА О. С.

Белорусский национальный технический университет

Для повышения эффективности реализации проекта и, как следствие для повышения эффективности функционирования организации необходимо добиваться сбалансированности финансовых потоков платежей. Гармоничность, сбалансированность графиков производства работ и графиков платежей – одно из основных условий устойчивости системы расчетов в строительстве. Согласованность графиков производства работ и графиков платежей, обеспечивается при подписании договоров подряда.

В настоящее время, характеризующееся неустойчивостью факторов внешней среды, а также высоким уровнем конкуренции, наличие финансовых разрывов в потоках платежей несет в себе множество дополнительных угроз и может привести к кризисным явлениям устойчивой неплатежеспособности организации.

Рассматривая специфику инжиниринга в строительстве, авторы [1–5], в первую очередь раскрывают вопросы сущности инжиниринга, его место и роль в строительной деятельности. Не отрицая важность и значимость этих исследований, при оценке экономической эффективности деятельности инжиниринговых организаций необходимо рассматривать потоки платежей в их временном разрезе, учитывать не только абсолютные значения доходов и расходов, связанных с реализацией проектов в строительстве, но их распределение во времени.

Результативное и эффективное управление проектами строительства инжиниринговыми организациями следует оценивать сквозь призму стратегических целей функционирования таких организаций. Это позволяет организации:

– увязывать результаты реализации отдельных проектов с бизнес-целями функционирования самой инжиниринговой организацией;

– успешно конкурировать на строительном рынке, обеспечивая стабильность доходов, и покрытие ими расходов организации;

– добиваться повышения экономической эффективности, рентабельности деятельности организации;

– реагировать на воздействие факторов внешней среды, обеспечивать платежеспособность, ликвидность и финансовую устойчивость организации.

В соответствии с Законом Республики Беларусь 05.07.2004 № 300-3 «Об архитектурной, градостроительной и строительной деятельности в Республики Беларусь» «инженерные услуги в строительстве оказываются инженером (инженерной организацией) в порядке и на условиях, предусмотренных законодательством и договором на оказание инженерных услуг, заключенным с заказчиком, застройщиком» [6].

Конкретный перечень инженерных услуг устанавливается договором на оказание инженерных услуг, заключенным между заказчиком (застройщиком) и инжиниринговой организацией.

Порядок оказания инженерных услуг в строительстве устанавливается Министерством архитектуры и строительства Республики Беларусь. При передаче функций заказчика инжиниринговой организации, стоимость услуг, перечень которых определяется в соответствии с Инструкцией о порядке оказания инженерных услуг в строительстве, утвержденной постановлением Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 10.05.2011 № 18 [7], инжиниринговая организация формирует в пределах средств, предусмотренных сводным сметным расчетом, а по текущему ремонту – в пределах средств, предусмотренных локальной сметой (локальным сметным расчетом). Размер стоимости инженерных услуг прописан в Инструкции о порядке определения сметной стоимости строительства и составления сметной документации на основании нормативов расхода ресурсов в натуральном выражении, утвержденной постановлением Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 18.11.2011 № 51 [8] (Далее – Инструкция № 51).

Требования, установленные Инструкцией № 51, обязательны для применения при составлении сметной документации на строительство объектов, «финансируемых полностью или частично за счет средств республиканского и (или) местных бюджетов, в том числе государственных целевых бюджетных фондов, а также государственных внебюджетных фондов, внешних государственных займов и внешних займов, привлеченных под гарантии Правительства Республики Беларусь, кредитов банков Республики Беларусь под гарантии Правительства Республики Беларусь и областных, Минского городского исполнительных комитетов, а также при строительстве жилых домов с использованием государственной поддержки». Для остальных организаций Инструкция № 51 носит рекомендательный характер.

В соответствии с пунктом 31.1.1 Инструкции № 51 средства на содержание инжиниринговой организации определяются по нормам в процентах от итога глав 1–9 сводного сметного расчета стоимости строительства и включаются в графы 8 и 9 в следующих размерах, приведенных в таблице 1.

Таблица 1

Нормативы средств на содержание инжиниринговых организаций

Виды строительства	Норматив
При строительстве объектов при действующей или организуемой службе заказчика, застройщика (за исключением средств государственного заказчика в сфере жилищно-коммунального хозяйства):	
– при нахождении объектов строительства и заказчика, застройщика в пределах одного населенного пункта;	1,06 %
– при нахождении объектов строительства и заказчика, застройщика в различных населенных пунктах;	1,38 %
– для организуемых (организованных) в установленном порядке организаций по реализации целевых программ по строительству;	1,76 %

При строительстве (кроме работ по ремонту) жилых домов, объектов социальной сферы и коммунального хозяйства (за исключением средств государственного заказчика в сфере жилищно-коммунального хозяйства):	
– для организаций капитального строительства Минского городского исполнительного комитета, в том числе выполняющих функции единого государственного заказчика;	1,38 %
– для организаций капитального строительства Брестского, Витебского, Гродненского, Минского областных исполнительных комитетов, организаций капитального строительства министерств и других республиканских органов государственного управления, организаций, подчиненных Правительству Республики Беларусь и Президенту Республики Беларусь, в том числе выполняющих функции единого государственного заказчика;	1,76 %
– для организаций капитального строительства Гомельского и Могилевского областных исполнительных комитетов, в том числе выполняющих функции единого государственного заказчика	1,8 %

Источник: на основании Инструкции № 51 [8].

В пределах указанных размеров средств областными исполнительными комитетами и Минскому городскому исполнительному комитету разрешается дифференцировать их для организаций капитального строительства городских и районных исполнительных комитетов и других подведомственных организаций, в том числе выполняющих функции единого государственного заказчика.

Законодательно установленные нормативы, используемые для определения стоимости инжиниринговых услуг, пересматриваются редко. На практике норматив, по которому рассчитывается стоимость инженерных услуг формируется на условиях конкуренции при проведении процедур закупок и фактическое их значение может отличаться от нормативного на 15–20 % и более процентных пунктов.

Однако, проблема не только, и не столько в собственно процентных нормативах, используемых для определения стоимости инжиниринговых услуг, сколько в асимметричности финансовых потоков затрат и доходов, а также большом временном разрыве потоков

затрат и платежей, поступающих в инжиниринговую организацию в качестве оплаты, за оказанные услуги.

Асимметричность финансовых потоков рассмотрим на конкретном примере оценки затрат, доходов и сумм платежей, связанных со строительством многоэтажного жилого дома. В соответствии с заключенным договором на оказание инженерных услуг по комплексному управлению строительной деятельности договорная цена за оказание услуг определяется в соответствии с Инструкцией № 51 в размере 1,056 % от стоимости строительных и иных специальных монтажных работ (по итогам глав 1–9 сводного сметного расчета) и составляет на дату заключения договора в ноябре 2018 года сумму в размере 249 050,90 рублей.

Стандартными условиями взаимодействия сторон предусмотрен график платежей, который формируется с учетом ежемесячных выплат в размере 1,056 % от стоимости строительно-монтажных работ с учетом прогнозных индексов цен в строительстве в нормативный срок строительства, с добавлением налогов и отчислений в соответствии с действующим законодательством по налогообложению.

Для определения эффективности проекта была рассчитана стоимость инженерных услуг с учетом всех затрат инженерной организации, связанных с выполнением договорных обязательств. Были скалькулированы затраты на оказание инженерных услуг, рассчитана плановая себестоимость, учтены налоги и неналоговые платежи, планируемая прибыль. Налоги и неналоговые платежи включаются в отпускные цены и тарифы в размерах и порядке согласно законодательству. Расчеты сторон при исполнении договора осуществляются по цене, установленной соглашением сторон с соблюдением норм законодательства.

В предусмотренных законодательством случаях применяются цены (тарифы, расценки, ставки и т. п.), устанавливаемые или регулируемые уполномоченными на то органами государственного управления.

При реализации инженерных услуг в рамках договора затраты, связанные с реализацией проекта, включают:

1. Материалы:
 - обслуживание оргтехники (заправка картриджей и др.), бумага.
2. Прочие расходы:
 - коммунальные расходы;

- затраты на транспорт (обслуживание, парковка);
- услуги почты, интернет, телефон;
- аренда помещений;
- услуги на информационно-вычислительное обслуживание на обслуживании программного обеспечения;
- услуги по образованию, обучению сотрудников;
- услуги, предоставляемые другим организациями;
- прочие.

Заработная плата специалистов по техническому надзору (управляющих проектами), рассчитывается исходя плановых затрат специалистов и коэффициента, учитывающего количество рабочего времени, используемого работником в месяц при выполнении инженерных услуг на конкретном объекте строительства. Коэффициент использования рабочего времени в месяц рассчитывается исходя из значения усредненного количества рабочих дней в месяце (в среднем 21 день), длительности каждого этапа оказания услуг и процента занятости каждого специалиста на разных этапах реализации проекта.

Для оценки затрат на оказание инженерных услуг было составлено пять плановых калькуляций, учитывающих затраты труда на выполнение работ по проекту, которые дифференцированы в зависимости от этапа реализации проекта: инициирование, реализация, мониторинг и контроль.

При калькулировании затрат учитывалось, что на стадии завершения затраты неравномерны: при окончании проекта и завершении строительных работ затраты на оказание услуг инжиниринга снижаются. На втором этапе при подготовке документов для сдачи-приемки объекта в эксплуатацию в течение 1–2 месяцев объем работ по инжинирингу сокращается еще больше, так как строительные работы не ведутся, а осуществляется в основном документооборот. На третьем этапе при получении актов и справок для сдачи объекта в эксплуатацию, объем работ возрастает, что определяется активностью процессов передачи инженерных сетей на баланс эксплуатирующих организаций и подписанием акта сдачи-приемки объекта в эксплуатацию.

Расчет затрат на оказание инженерных услуг для каждой стадии реализации строительного проекта приведен в таблице 2.

Таблица 2

Калькуляция затрат на оказание инженерных услуг на разных стадиях реализации проекта

№ п/п	Наименование статьи	Сумма на стадии, руб.					
		иници- ации	плани- рования	реализа- ции	завершения		
					1 этап	2 этап	3 этап
1	Затраты на оплату труда	880,96	1 461,69	3 848,72	3 106,32	325,00	1 887,50
2	Отчисления в ФСЗН, 34 %	299,53	496,97	1 308,56	1 056,15	110,50	641,75
3	Страхование от несчастных случаев, 0,5 %	4,40	7,31	19,24	15,53	1,63	9,44
4	Материалы	7,11	7,11	7,11	7,11	7,11	7,11
5	Амортизационные отчисления, 6,6 %	58,14	96,47	254,02	205,02	21,45	124,58
6	Прочие расходы, 6,7 %	59,02	97,93	257,86	208,12	21,78	126,46
7	Накладные расходы, 78,8 %	694,20	1 151,81	3 032,79	2 447,78	256,10	1 487,35
8	Итого себе стоимость	2 003,37	3 319,30	8 728,31	7 046,03	743,56	4 284,19
9	Планируемая прибыль, 10,0 %	200,34	331,93	872,83	704,60	74,36	428,42
10	Всего стоимость без НДС	2 203,70	3 651,23	9 601,14	7 750,63	817,92	4 712,60
11	Ставка НДС, 20,0 %	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Итого стоимость с НДС	2 203,70	3 651,23	9 601,14	7 750,63	817,92	4 712,60

Анализируя результаты расчетов, можно увидеть, что затраты на оказание инженерных услуг сильно отличаются: растут от стадии инициации до стадии реализации (так как объемы строительных работ также растут), а после снижаются, когда объем работ по техническому надзору за выполнением строительно-монтажных работ уменьшается.

При оценке эффективности инвестиционных проектов некоторые понятия и формы не совпадают с привычными (бухгалтерскими). Это происходит потому, что инвестиционные и бухгалтерские расчеты служат различным целям: первые – оценке эффективности будущего проекта, вторые – оценке обеспеченности действующего производства. Различия относятся в первую очередь к оценке оборотного капитала и к форме балансового отчета [9].

В основу оценки эффективности оказания инженерных услуг для инжиниринговой организации, положены следующие основные принципы:

- сравнение «договорной» стоимости работ с плановыми затратами инженерной организации;
- рассмотрение проекта на протяжении всего жизненного цикла его реализации (от стадии инициации до стадии завершения проекта);
- рассмотрение производственного и финансового цикла реализации проекта (от стадии инициации до стадии завершения платежей);
- системность учета затрат и оценки экономической эффективности деятельности инжиниринговой организации;
- моделирование денежных потоков, включающих все связанные с осуществлением проекта денежные поступления и расходы за расчетный период;
- учет фактора времени;
- учет фактора инфляции;
- учет (в количественной форме) влияния неопределенностей и рисков;
- многоступенчатость оценки;
- сопоставимость условий сравнения.

Эффективность оказания инженерных услуг оценивается в течение расчетного периода, охватывающего временной интервал

от начала проекта строительства до его прекращения. Начало расчетного периода определяется началом стадии инициации, момент прекращения реализации проекта – подписанием всеми сторонами акта сдачи-приемки объекта в эксплуатацию.

Расчетный период разбивается на шаги – отрезки, в пределах которых производится агрегирование данных, используемых для формирования финансовых потоков. Время в расчетном периоде измеряется в месяцах (долях года).

Проект, как и любая финансовая операция, т. е. операция, связанная с получением доходов и (или) осуществлением расходов, порождает денежные потоки (потоки финансовых платежей).

Финансовый поток инвестиционного проекта – это зависимость от времени денежных поступлений и платежей при реализации порождающего его проекта. На каждом шаге значение финансового потока характеризуется:

- притоком, равным размеру денежных поступлений на этом шаге;
- оттоком, равным платежам (затратам) на этом шаге;
- сальдо (активным балансом, эффектом), равным разности между притоком и оттоком.

Дисконтирование денежных потоков обеспечивает приведение их разновременных (относящихся к разным шагам расчета) значений к сопоставимой ценности на определенный момент времени, который называется датой приведения. Дисконтирование применяется к денежным потокам, выраженным в текущих или дефлированных ценах и в единой валюте. Основным экономическим инструментом, используемым при дисконтировании, является коэффициент дисконтирования.

Графическая интерпретация финансовых потоков затрат, доходов и платежей, которые в соответствии с типовыми условиями договора в настоящее время осуществляются в течение 60 дней, после принятия работ инженеринговой организации и подписания актов сдачи-приемки выполненных работ, показана на рис. 1.

Графическая модель наглядно демонстрирует:

- ритмичность затрат инженерной организации;

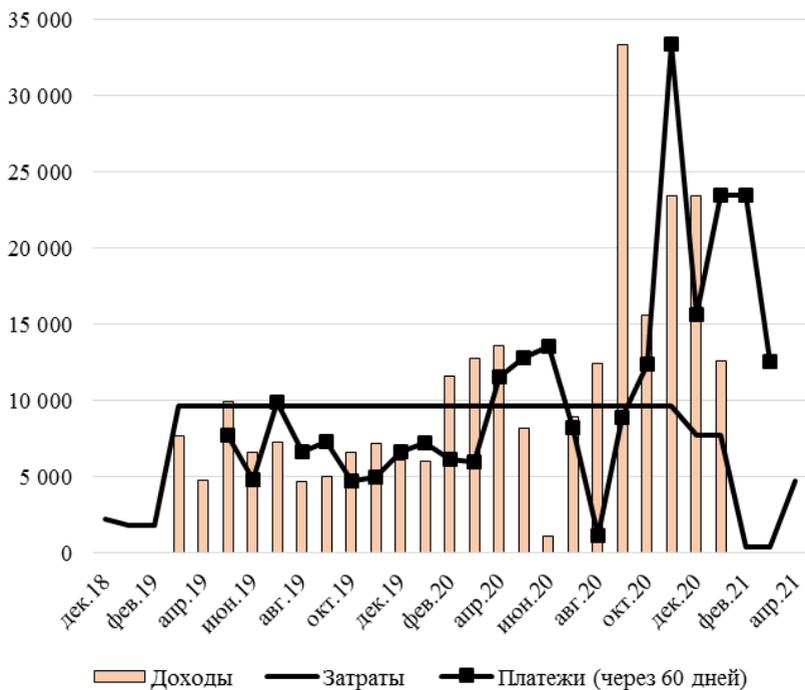


Рисунок 1. График затрат, доходов и платежей за инжиниринговые услуги

– неритмичность доходов организации, величина которых зависит не от затрат инженерной организации, а рассчитывается в процентах от стоимости выполненных строительных и других монтажных работ;

– неритмичность и запаздывание (временной лаг) между периодом признания доходов организации и платежами (получением денежных средств за выполненные инжиниринговой организацией работы).

Финансовые потоки, затрат, доходов и платежей, рассчитанные накопительным итогом, приведены на рис. 2.

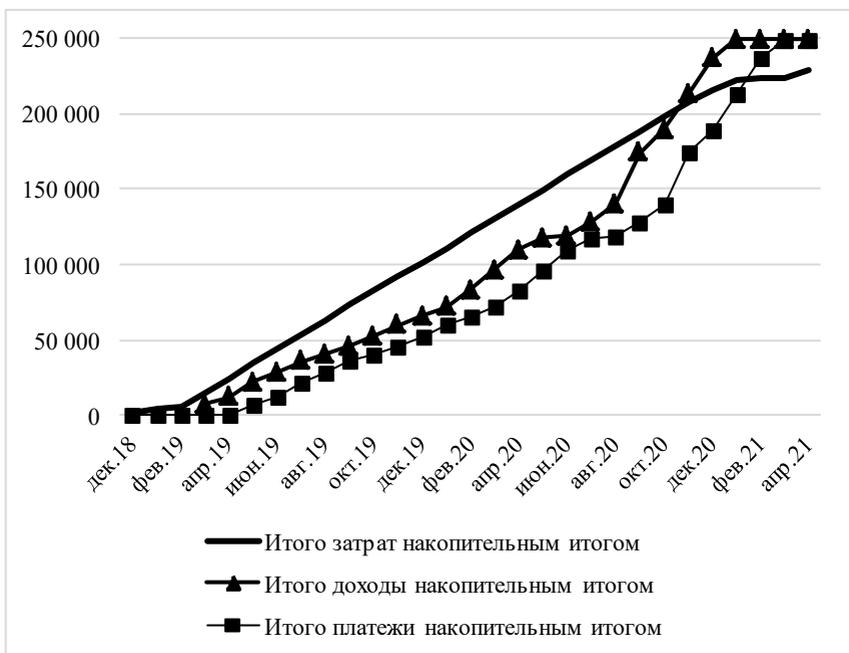


Рисунок 2. Затраты, доходы и платежи, рассчитанные накопительным итогом

Рис. 2 наглядно демонстрирует ситуацию того, что отрицательное сальдо между затратами и платежами за выполненные инженеринговые услуги сохраняется практически на всем периоде реализации проекта. Из 28 отчетных периодов (месяцев), только последние три имеют положительное сальдо. То есть, 25 месяцев или 90 % времени реализации проекта инженеринговая организация несет затраты, превышающие ее доходы. Причем в отдельные периоды времени отрицательное сальдо в 5 и более раз превышает суммы доходов инженеринговой организации.

Рентабельность – это экономический показатель, который отражает эффективность использования ресурсов организации. Рентабельность рассчитывается как показатель эффективности предпринимательской деятельности инженеринговой организации.

Показатели прибыли и рентабельности оказания инженерных услуг по итогам реализации проекта строительства с учетом дисконтирования и без него приведены в таблице 3.

**Прибыль и рентабельность инжиниринговой деятельности
в целом по проекту**

Наименование показателя	Ед. изм	Показатели эффективности в системе:	
		затраты – доходы	затраты – платежи
Прибыль без учета дисконтирования	Руб.	21 358,17	21 358,17
Прибыль с учетом дисконтирования	Руб.	14 862,07	12 138,69
Рентабельность без учета дисконтирования	%	9,38 %	9,38 %
Рентабельность с учетом дисконтирования	%	5,97 %	4,87 %

Если не учитывать фактор времени и асимметричность потоков затрат, доходов и платежей за выполненную работу, то в статичной системе оценки эффективности без учета фактора времени оказание услуг обеспечивает прибыль организации в размере 21 328,17 руб-лей с рентабельностью затрат 9,38 %.

Однако, более чем двухлетний разрыв времени между периодами образования затрат и получением доходов, и соответствующих им платежей за выполненные работы при использовании системы дисконтирования фиксирует снижение прибыли на 45 % и обеспечивает рентабельность на уровне 4–6 %.

В целом, рассматривая асимметричность финансовых потоков затрат и доходов от выполненных работ инжиниринговых организаций можно сделать следующие выводы:

1. Специфика формирования стоимости инженерных услуг в процентах от стоимости строительных работ содержит противоречие и создает основу для конфликта интересов, так как доходы инжиниринговой организации формируются не от результатов ее деятельности и ее затрат, а от результатов деятельности организации,

приемку работ которых обеспечивает инженерная организация (в процентах от стоимости строительно-монтажных работ, выполненных подрядной строительной организацией).

Это создает предпосылки для: а) заинтересованности в приемке инженерной организацией работ подрядной строительной организации в как можно более ранние сроки; б) формировании инженерной организацией большого пакета проектов, для обеспечения непрерывного движения финансовых средств, позволяющих вести финансово-экономическую деятельность при задержке в поступлении платежей за выполненные работы, распылении объемов работ, и как следствие распыленности усилий специалистов; в) незаинтересованности инженерных организаций в работе с проектами, сроки реализации которых запаздывают.

2. Деятельность инженерных организаций по управлению процессами организации строительства начинается за несколько месяцев до начала строительства. При отсутствии выполнения строительно-монтажных работ, получение доходов от инженерной деятельности в этот период не планируется, что приводит к сокращению мотивации к труду и наращиванию убытков от текущей деятельности инжиниринговых организаций.

3. Влияние фактора времени при асимметричности финансовых потоков приводит к резкому сокращению экономической эффективности деятельности инжиниринговых организаций, и потенциально создает угрозу получения убытков по итогам предпринимательской деятельности.

Список использованных источников:

1. Мухаррамова Э. Р. Инжиниринг в строительстве //Российское предпринимательство. – 2016. – Т. 17. – №. 16. – С. 1959 – 1974.

2. Медяник Ю. В., Хафизов Р. Р. Инжиниринг в строительстве //Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2020. – №. 1 (51).

3. Павлов А. С. Инжиниринг в строительстве //Вестник МГСУ. – 2011. – №. 8. – С. 442–450.

4. Мазур И. И. и др. Инвестиционно-строительный инжиниринг. – 2010.

5. Голубова, О. С. Стоимостной инжиниринг: учебно-методическое пособие для магистрантов специальности 1-27 80 01

«Инженерный бизнес» / О. С. Голубова, Г. А. Пурс ; Белорусский национальный технический университет, Кафедра «Экономика, организация строительства и управление недвижимостью». – Минск: БНТУ, 2021. – 67 с.

6. Об архитектурной, градостроительной и строительной деятельности в Республики Беларусь: Закон Республики Беларусь от 5 июля 2004 № 300–З. // Консультант Плюс: Версия Проф. Технология 3000 [Электронный ресурс] / ООО «ЮрСпектр». – М., 2022.

7. Инструкция о порядке оказания инженерных услуг в строительстве: постановление Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 10 мая 2011 № 18 // Консультант Плюс: Версия Проф. Технология 3000 [Электронный ресурс] / ООО «ЮрСпектр». – М., 2022.

8. Инструкция о порядке определения сметной стоимости строительства и составления сметной документации на основании нормативов расхода ресурсов в натуральном выражении: постановление Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 18 нояб.2011 № 51 // Консультант Плюс: Версия Проф. Технология 3000 [Электронный ресурс] / ООО «ЮрСпектр». – М., 2022.

9. Методические рекомендации по оценке эффективности инвестиционных проектов (второе изд.). Официальное издание Москва «Экономика» – 2000г. – 414 с.

**СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ЗАТРАТ ЖИЗНЕННОГО
ЦИКЛА ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ РАЗЛИЧНЫХ
КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ, ЭТАЖНОСТИ И
ИНЖЕНЕРНОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ**

ЛИШАЙ И. Л., ГОЛУБОВА О. С., КУДРЕВИЧ О. О.
РУП «СТРОЙТЕХНОРМ», Белорусский национальный
технический университет

Исследовав зарубежные подходы к оценке затрат жизненного цикла [1–5], были выполнены расчеты и проанализированы показатели затрат жизненного цикла жилых зданий по восьми проектам зданий различных конструктивных характеристик:

- проект 1 – 10-этажный 80-квартирный 2-секционный жилой дом КПД в г. Гомеле;
- проект 2 – 5-этажный 40-квартирный 2-секционный жилой дом в г. Новолукомле;
- проект 3 – Мансардный одноквартирный четырехкомнатный жилой дом «Рубин» со стенами из панелей серии 152 м Гомельского ДСК;
- проект 4 – 90М Бр-3.15 16-этажная рядовая-торцевая блок-секция на 64 квартиры 2 – 2 – 3 – 3, г. Брест;
- проект 5 – Многоквартирный жилой дом по ул. Маяковского, г. Минск;
- проект 6 – Город-спутник Смолевичи. Квартал № 2. Трехсекционный жилой дом № 2 по генплану. Класс энергоэффективности В;
- проект 7 – Город-спутник Смолевичи. Квартал № 2. Трехсекционный жилой дом № 6 по генплану. Класс энергоэффективности В;
- проект 8 – Энергоэффективный многоквартирный жилой дом № 1 на территории, прилегающей к областной больнице в районе микрорайона «Спутник» с благоустройством прилегающей территории в г. Могилеве» на базе блок-секций домов нового поколения ОАО «Могилевский домостроительный комбинат.

Исходные данные позволяют рассчитать сметную стоимость строительства на дату расчетов, которая для целей нашего исследо-

вания установлена на 01.01.2021 г. При этом стоимость строительства для проектов, которые разрабатывались на более ранние даты, определялась либо с использованием прогнозных индексов цен в строительстве в случае, если срок от даты проектирования до даты расчетов не превышает 1 год, либо через курс доллара на дату проектирования и дату расчетов – для остальных случаев.

Определен размер коммунальных платежей (по экономически обоснованным тарифам на коммунальные услуги), расходы на текущий и капитальный ремонт и на снос зданий.

Стоимость жизненного цикла на 1 м² общей площади жилых помещений при экономически обоснованных тарифах наглядно показана на рис. 1.

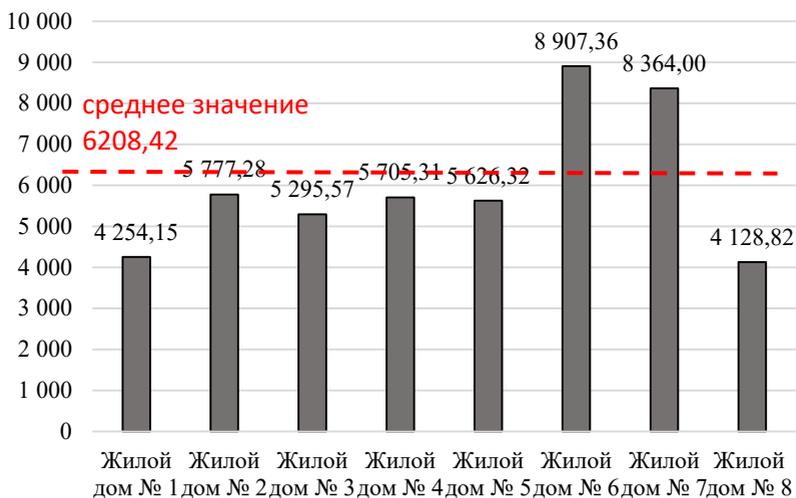


Рисунок 1. Стоимость жизненного цикла на 1 м² общей площади жилых помещений при экономически обоснованных тарифах, руб.

Анализ стоимости жизненного цикла жилых зданий различных конструктивных систем, этажности и инженерного обеспечения в расчете на 1 м² общей площади жилых помещений показывает, что из всех рассматриваемых проектов самым дорогим оказался проект 6 и 7, наименьшей стоимостью жизненного цикла характеризуются проекты 1 и 8, а стоимость жизненного цикла 1 м² по проектам 2–5 находится примерно на одном уровне.

Анализ структуры стоимости жизненного цикла на 1 м² общей площади жилых помещений показывает, что затраты на строительство и коммунальные платежи являются основными в течение жизненного цикла жилого здания.

При этом можно заметить, что во всех вариантах в проектах 6 (Город-спутник Смолевичи. Квартал № 2. Трехсекционный жилой дом № 2 по генплану. Класс энергоэффективности В) и 7 (Город-спутник Смолевичи. Квартал № 2. Трехсекционный жилой дом № 6 по генплану. Класс энергоэффективности В) при низкой стоимости строительства наблюдаются самые высокие затраты на коммунальные платежи, в которых преобладает плата за потребляемую электроэнергию.

Проект 3 – Мансардный одноквартирный четырехкомнатный жилой дом «Рубин» со стенами из панелей серии 152 м Гомельского ДСК – это проект с самым высоким удельным весом стоимости строительства и текущего ремонта, но с самыми низкими удельными затратами на коммунальные платежи. При субсидируемых государством тарифах он оказывается на третьем месте по стоимости жизненного цикла.

Таковыми же характеристиками отмечается проект 8 – «Энергоэффективный многоквартирный жилой дом № 1 на территории, прилегающей к областной больнице в районе микрорайона «Спутник» с благоустройством прилегающей территории в г. Могилеве» на базе блок-секций домов нового поколения ОАО «Могилевский домостроительный комбинат»: при высоких затратах на строительство: при относительно высоких затратах на строительство наблюдается низкий удельный вес эксплуатационных затрат, при этом стоимость жизненного цикла на 1 м² общей площади квартир при субсидируемых тарифах с учетом инфляции и дисконтирования является самой низкой в рассматриваемой выборке.

При этом развитие нормативной правовой базы в области тарифной политики по коммунальным платежам, а также в области текущих и капитальных ремонтов может изменить имеющиеся позиции по стоимости жизненного цикла. Однако стоит отметить, что совершенствование нормативной базы по текущим и капитальным ремонтам осложняется отсутствием продолжительной практики эксплуатации домов с энергосберегающим оборудованием, а также

домов, в которых электрическая энергия используется для целей горячего водоснабжения, отопления и приготовления пищи.

Для оценки разброса значений составляющих стоимости жизненного цикла жилых зданий построена диаграмма, приведенная на рис. 2.

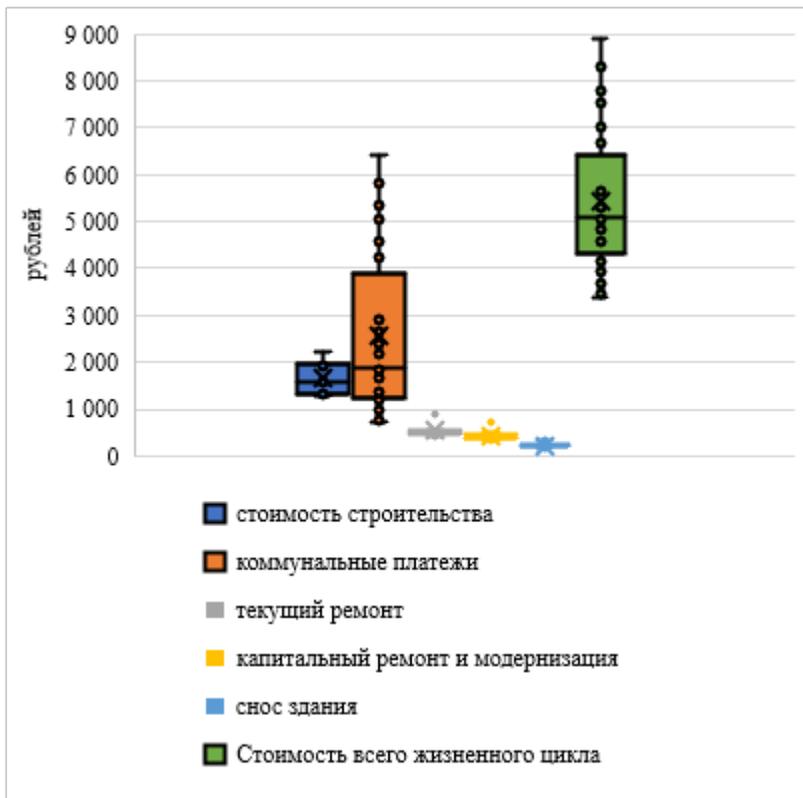


Рисунок 2. Распределение значений стоимости строительства, коммунальных платежей, стоимости текущего, капитального ремонта и модернизации, а также сноса здания и совокупной стоимости жизненного цикла, полученных при оценке СЖЦЖЗ, руб.

График отображает распределение значений стоимости строительства, коммунальных платежей, стоимости текущего, капитального ремонта и модернизации, а также сноса здания и совокупной стоимости жизненного цикла.

Каждая составляющая стоимости жизненного цикла представлена в виде ящиков. Крестик в центре ящика указывает на среднее значение показателя.

Темная линия посередине ящиков – это медианное значение показателя. Половина показателей имеет значение выше этой медианы, а половина – ниже ее. Как и среднее значение, медиана является мерой положения центра распределения. В отличие от среднего значения, показатели с экстремальными значениями оказывают на нее меньшее влияние. Для анализируемых показателей медиана меньше среднего значения. Разница между средним значением и медианой указывает на то, что существует несколько показателей с экстремальными значениями, которые увеличивают среднее значение. То есть на то, что несколько данных расчетов имеют большие показатели, выпадающие из диапазона средних оценок.

Нижняя граница ящика соответствует 25-й перцентили. Двадцать пять процентов показателей имеют значения ниже 25-й перцентили. Верхняя граница ящика соответствует 75-й перцентили. Двадцать пять процентов показателей имеют значения выше 75-й перцентили. Это значит, что 50 % показателей лежат в пределах ящика. Ящик значительно короче для показателей текущего, капитального ремонта и модернизации, сноса зданий, чем для затрат на строительство и коммунальных платежей. Это говорит о том, что разбор значений коммунальных платежей значительно выше, чем показателей сноса зданий. Верхнюю и нижнюю границы ящика часто называют сгибами.

T-образные столбцы, выходящие за пределы ящиков, называются внутренними ограничителями или усами. Их длина больше высоты ящика в 1,5 раза или, если в этом диапазоне нет ни одного показателя, их длина будет соответствовать минимальному и максимальному значениям. При нормальном распределении данных в диапазоне «усов» должно лежать примерно 95 % данных. По данным, полученным в результате расчетов, «усы» для показателей стоимости текущего, капитального ремонта и модернизации, а также сноса здания меньше, чем для значений стоимости строительства, коммунальных платежей, что является еще одним свидетельством того, что по диапазонам разброса значений коммунальные платежи оказывают самое большое влияние на значение показателя совокупной стоимости жизненного цикла жилого здания.

Усредненные по восьми объектам значения стоимости жизненного цикла жилых зданий позволяют сделать вывод о диапазоне значений и принять предварительные пороговые значения для оценки проектных решений.

Разработка методики оценки СЖЦЖЗ, ее апробирование на данных по восьми объектам строительства позволило сформулировать ограничения и допущения, позволяющие сформулировать условия выполнения расчетов.

Ограничения, принятые в методике оценки СЖЦЖЗ:

- длительность жизненного цикла здания определена на этапе проектирования и не меняется при эксплуатации;
- после окончания жизненного цикла объект недвижимости разбирается и прекращает свое существование;
- все работы выполняются качественно и происходит естественный физический износ здания;
- моральный износ здания, его объемно-планировочных показателей в расчете не учитывается;
- все платежи осуществляются либо по экономически обоснованным, либо по субсидируемым государством тарифам;
- все потоки платежей дискретны и рассчитываются с частотой в один год;
- строительство, ремонт, модернизация и снос здания осуществляются в одном календарном году, а не растягиваются на несколько лет;
- учет среднестатистических потребительских расходов на электроснабжение, водоснабжение.

Допущения:

- показатели инфляции и дисконтирования не изменяются в течение всего горизонта расчета;
- фактические расходы ресурсов на эксплуатацию здания остаются неизменными в течение всего срока его эксплуатации;
- стоимость строительства соответствует сметной стоимости;
- тарифы на коммунальные услуги, стоимость текущего и капитального ремонта, модернизации, сноса в будущих периодах изменяется только пропорционально темпам инфляции;
- стоимость работ по текущему ремонту не зависит от срока эксплуатации здания;

– капитальный ремонт и модернизация выполняются одновременно;

– сроки проведения текущего, капитального ремонта и модернизации соответствуют нормативным (плановым) срокам.

Список использованных источников:

1. Методика расчета жизненного цикла жилого здания с учетом стоимости совокупных затрат. – Введ. 2014-06-04. – М.: Национальное объединение проектировщиков, 2014. – 78 с.

2. International Construction Measurement Standards: Global Consistency in Presenting Construction Costs [International Construction Measurement Standards: Global Consistency in Presenting Construction Costs / (1st edition) [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://ideaconsultblog.files.wordpress.com/2017/11/ICMS_standard_200717_jf-final-1.pdf – Дата доступа: 05.05.2022.

3. International Construction Measurement Standards Coalition / (ICMSC) [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://ICMSC-coalition.org/> – Дата доступа: 05.05.2022.

4. Life cycle costing // Practice guide : bulletin. – Canberra: The publications manager Australian national audit office, 2001. – 38 p.

5. AIA Guide to Building Life Cycle Assessment in Practice services [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.brikbases.org/sites/default/files/aiab082942.pdf> – Дата доступа: 05.05.2022.

НАПРАВЛЕНИЯ РАЗВИТИЯ СИСТЕМЫ ВЫБОРА СТРОИТЕЛЬНЫХ ОРГАНИЗАЦИЙ ПРИ ПРОВЕДЕНИИ ПРОЦЕДУР ЗАКУПОК

ШАХОВСКАЯ В. Н.

Белорусский национальный технический университет

Система выбора строительной организации – это одна из основных составных частей системы управления закупочной деятельностью в строительстве, от эффективности функционирования которой во многом зависит успешность работы и развития строительного комплекса в целом, поскольку через систему закупок в сфере строительства проходят наиболее значительные объемы инвестиций, в том числе государственных.

В настоящее время порядок выбора строительных организаций в Республике Беларусь регламентирован исключительно при осуществлении государственных закупок, то есть при приобретении строительных работ, услуг полностью или частично за счет бюджетных средств и (или) средств государственных внебюджетных фондов получателями таких средств. Данный порядок регулируется Законом Республики Беларусь от 13 июля 2012 года № 419-З «О государственных закупках товаров (работ, услуг)» [1] и принятыми в его развитие нормативными правовыми актами.

Порядок выбора строительной организации при строительстве объектов за счет собственных средств заказчиков (инвесторов) государством не регламентирован и устанавливается заказчиками (инвесторами) самостоятельно [2].

На рис. 1 приведены виды процедур госзакупок, предусмотренные законодательством для строительной отрасли. Их выбор в каждом конкретном случае зависит от следующих обстоятельств:

ориентировочной стоимости годовой потребности в строительных работах, указанной в годовом плане государственных закупок, дополнительных ограничительных условий применения конкретной процедуры закупки, установленных законодательством (определенные перечни работ, услуг под конкретную процедуру

закупки, исключения, принятые Главой государства, по закупке строительства конкретных объектов).

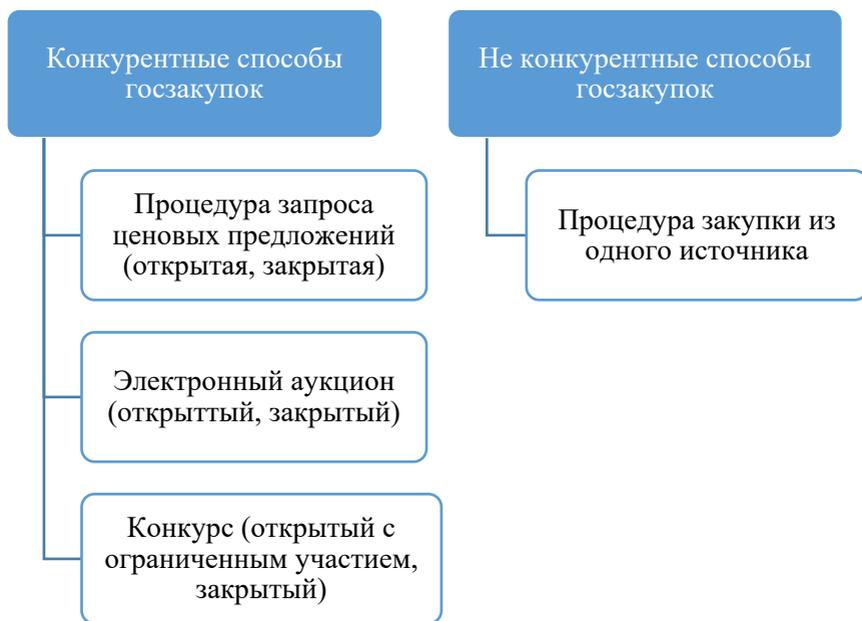


Рисунок 1. Способы выбора строительной организации, установленные законодательством о госзакупках

По статистике в 2021 году, в период перевода строительной отрасли на законодательство о государственных закупках, удельный вес конкурентных процедур в общем объеме госзакупок составил 37,4 %. Из них на процедуры, предусмотренные для строительной отрасли, в частности на процедуру запроса ценовых предложений пришлось 11,5 %, на открытый электронный аукцион – 26,5 %, открытый конкурс с ограниченным участием – 0,03 % [3].

В то же время, следует отметить, что средний процент несостоявшихся процедур в запросах ценовых предложений составил 81,2 %, аналогичный процент несостоявшихся процедур был зафиксирован в электронных аукционах, в конкурсах с ограниченным участием, организуемых только при строительстве объектов, данный процент был выше и составил 85,2 %. Иными словами, за 2021

год в целом по республике было проведено всего 7 % конкурентных процедур госзакупок, по результатам которых был выбран победитель и заключен соответствующий договор.

Основными факторами, которые не привели к заключению договора по результатам госзакупок, явились:

- низкий уровень подготовки предложений участниками процедур госзакупок, предоставление отдельными участниками недостоверных сведений о показателях своей производственно-хозяйственной деятельности и условиях выполнения заказа;

- уклонение участника-победителя от заключения договора.

В случае, если конкурентная процедура дважды не состоялась, законодательно разрешается перейти к неконкурентной процедуре – закупке из одного источника.

Право провести закупку из одного источника дополнительно государством предоставлено и при государственной закупке строительства объектов по проектам, рекомендованным для повторного применения, а также строительства объектов, включенных в инвестиционные программы областей и г. Минска.

Таким образом закупки подрядных работ после перевода строительной отрасли на систему государственных закупок осуществляются в большинстве своем не конкурентным способом. Об этом свидетельствуют и официальные данные уполномоченного органа по госзакупкам. Так ежегодно более 70 % закупок от их общего числа проводится в Республике Беларусь из одного источника, что, по нашему мнению, негативным образом влияет на прозрачность закупок и обеспечение добросовестной конкуренции между участниками закупок, а также создает предпосылки для сговора недобросовестных заказчиков с поставщиками (подрядчиками, исполнителями).

Неконкурентный способ определения подрядных организаций преобладает и при закупках за счет собственных средств, поскольку заказчик вправе привлечь строительную организацию в данном случае по прямому договору. Вместе с тем, заказчик по своему желанию провести либо конкурентную, либо неконкурентную процедуру закупки. Анализ норм положений о закупках за счет собственных средств свидетельствуют о том, что профессиональное строительное сообщество в случае проведения конкурентных процедур отдает предпочтение ранее действующим процедурам закупок в

строительстве, учитывающим отраслевые особенности, – подрядным торгам или переговорам.

Подводя итог вышесказанному, можно сказать, что на сегодняшний день только незначительная часть заказов на строительство объектов размещается на конкурсной основе. Большой частью система государственных закупок в строительстве принимает формальный характер – «процедура ради процедуры», так как строительная организация либо заранее определена, либо выбирается через процедуру закупки из одного источника после того, как конкурентная процедура не состоялась. В результате конкурентная среда в строительной сфере существенно сужена, что не способствует развитию добросовестной конкуренции, а значит получению наиболее эффективного (конкурентоспособного) предложения по строительству объекта.

Не исключают риск выбора недобросовестных подрядчиков, применяемые с июля 2021 года конкурентные процедуры госзакупок в строительстве, такие, как электронный аукцион, запрос ценовых предложений, где выбор победителя процедуры закупки происходит по единственному критерию – ценовому (по предложенной цене закупки (по последней ставке)) без учета качественных показателей предмета заказа и квалификационной оценки участников, направленной на выявление способности строительной организации выполнить заказ в строительстве. Международной практикой доказано, что такие способы конкурентных процедур в строительстве позволяют участвовать и побеждать организациям с низкой квалификацией, предложивших меньшую цену. Данный подход к выбору строительной организации, по нашему мнению, неэффективен исходя из отраслевых особенностей строительной сферы, где в отличие от других отраслей экономики, закупается не готовая продукция, а именно способность возведения нового или восстановления существующего здания, сооружения и т. п. Это подтверждают и статистические данные по количеству расторгнутых договоров строительного подряда, заключенных по результатам госзакупок, по причине невозможности организации исполнить договорные отношения на заявленных условиях по качеству, срокам, ценам. Таких договоров, согласно международной практике, ежегодно насчитывается до 40 % [4].

На основании вышесказанного, можно сделать вывод, что способы выбора строительных организаций при проведении конкурентных процедур госзакупок в Республике Беларусь раскрыты недостаточно полно, кроме того, они не обеспечивают необходимую для практических целей точность и достоверность оценок способности строительных организаций выполнить заказ по строительству объекта. Кроме того, на практике у заказчиков возникают сложности получения от строительных организаций определенного набора достоверной информации, например, по опыту выполнения работ, их качеству и т. п. В связи с этим, в Республике Беларусь выявлена необходимость разработки нового методического подхода к выбору строительных организаций на основе комплексного отслеживания их деятельности на рынке подрядных работ, начиная со стадии выбора и заканчивая исполнением строительной организацией всех обязательств по договору строительного подряда, путем выставления им рейтинга конкурентоспособности.

Вопросы рейтинговой оценки деятельности субъектов хозяйствования в разных сферах экономики рассматривались такими российскими учеными как Бабков А. Г., Гумба Х. М., Симионов Р. Ю. [5, 6, 7] и др.

Изучение научных трудов, нормативно-правовых актов по проблемам рейтинговой оценки деятельности субъектов хозяйствования в строительстве позволяет сделать вывод, что это многоуровневая комплексная оценка, которая взаимосвязана с конкретным правовым, конкурентным полем и его состоянием.

Так, например, высокая востребованность профессиональных строительных рейтингов в Российской Федерации ярко прослеживается с 2005 года с принятием постоянно изменяющего законодательства о госзакупках (Федеральный закон Российской Федерации о размещении заказов на поставки товаров, выполнение работ, оказание услуг для государственных и муниципальных нужд [8], Федеральный закон Российской Федерации о контрактной системе [9]), не учитывающего, как и в Республике Беларусь, в полной мере специфику строительной отрасли.

Имея многолетнюю отрицательную практику применения системы государственных закупок в строительстве Минфином и ФАС России поддержано предложение профессионального строительного российского сообщества о необходимости внедрения отраслевой

рейтинговой системы, которым предлагается существенным образом реформировать контрактную систему в строительной отрасли [10].

По результатам работы в 2020 году подготовлен законопроект внесения изменений в Федеральный закон Российской Федерации о контрактной системе в части введения рейтинга деловой репутации подрядчиков в закупочный процесс на территории России с 2023 года.

В Республике Казахстан элементы рейтинговой системы уже внедрены в законодательство о госзакупках на этапе допуска строительных организаций на казахский строительный рынок с последующим рассмотрением вопроса о включении организаций в электронный депозитарий квалифицированных потенциальных поставщиков работ, имеющим право в дальнейшем участвовать в конкурсе на строительство соответствующего объекта [11].

В Республике Узбекистан с 2020 года на государственном уровне [12] запущен онлайн-рейтинг строительных компаний для создания здоровой конкуренции на строительном рынке, повышения качества строительства.

Так Указом Президента Республики Узбекистан о дополнительных мерах по углублению реформ в строительной отрасли Республики Узбекистан предусмотрено, что с 1 января 2021 года закупочные процедуры в рамках государственных закупок в сфере строительства осуществляются в электронной форме в режиме онлайн с возможностью использования данных электронных рейтингов строительных организаций при оценке их соответствия установленным квалификационным требованиям закупочных процедур. При этом для подрядных организаций, включенных в электронный рейтинг и имеющих положительные показатели по соответствующим критериям (опыт работы, финансовая устойчивость, наличие в штате квалифицированных работников и другие критерии), не требуется прохождение предварительной квалификации для допуска к участию в государственных закупках, а также предоставление общей и технической частей конкурсной документации.

Анализ подходов к использованию рейтинговых оценок при проведении процедур закупок в государствах-членах ЕАЭС, Республике Узбекистан показал, что в основном отличия касаются состава показателей рейтинговых системы, количественного определения их значимости в общей рейтинговой оценке с учетом геополити-

ческого месторасположения, экономического и политического устройства страны, национальной строительной политики. При этом рейтинговая оценка является одним из действенных исследовательских инструментов, когда необходима оперативная сравнительная оценка квалификации хозяйствующего субъекта, основанная на главных аспектах производственных и финансово-экономических показателях деятельности строительных организаций.

По нашему мнению, интеграция рейтинговых оценок в отечественные процедуры государственных закупок и процедуры закупок за счет собственных средств в строительстве как на государственном уровне, так и на уровне заказчика выступит фильтром, позволяющим отсеять поток недобросовестных подрядчиков, существенно снизит риск невыполнения договоров подряда, а также послужит инструментом борьбы с необоснованным демпингом. С другой стороны, повысит эффективность и качество использования финансовых средств за счет исключения манипулирования и коррупционных проявлений заказчиков при проведении ими процедур закупок, снижения издержек на предварительную оценку подрядчиков.

Развитие отраслевой рейтинговой системы будет способствовать стабилизации и укреплению взаимоотношений участников строительной деятельности, открытости и доступности актуальной информации в режиме реального времени для принятия управленческих решений, как со стороны заказчиков, так и участников процедур закупок, активизирует повышение ценности репутации строительной организации и ответственности ее за результат строительных работ.

Список использованных источников:

1. Закон Республики Беларусь от 13 июля 2012 года № 419-3 (ред. от 18.12.2019) «О государственных закупках товаров (работ, услуг)» [Электронный ресурс]. – URL: <https://ilex-private.ilex.by/viewdocument/BELAW/189843/Закон%20о%20госзакупках?searchKey=squq&searchPosition=1#M100822> (дата обращения 07.06.2022).

2. Декрет Президента Республики Беларусь от 23.11.2017г. №7 (ред. от 06.07.2021) «О развитии предпринимательства» [Электронный ресурс]. – URL: https://ilex-private.ilex.by/view-document/BELAW/195213/#M0_hl_3 (дата обращения 07.06.2022).

3. Сведения о государственных закупках по Республике Беларусь за 2021 год [Электронный ресурс]. – URL: <http://mart.gov.by/>

activity/regulirovanie-i-kontrol-zakupok/statistika/ (дата обращения 03.06.2022).

4. ФАС в СМИ: Договорились и забыли: 40 % госзакупок расторгнуты без основания [Электронный ресурс]. – URL: <https://fas.gov.ru/publications/20185> (дата обращения 02.06.2021).

5. Бабков А. Г. Рейтинговая оценка деятельности предприятия. // Экономический анализ. – 2004. – №14 (29).

6. Гумба Х. М. Выбор методов управления конкурентоспособностью строительных организаций // Экономика строительства. – 1999. – №6. – С. 16.

7. Симионов Р. Ю. Рейтинговая оценка строительных организаций. // Аудит и финансовый анализ. – 2007. – №1.

8. Федеральный закон РФ от 21 июля 2005 г. №94-ФЗ «О размещении заказов на поставки товаров, выполнение работ, оказание услуг для государственных и муниципальных нужд» [Электронный ресурс]. – URL: http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_54598/ (дата обращения 01.06.2015).

9. Федеральный закон РФ от 05 апреля 2013 г. №44-ФЗ «О контрактной системе в сфере закупок товаров, работ, услуг для обеспечения государственных и муниципальных нужд» [Электронный ресурс]. – URL: http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_144624/ (дата обращения 24.11.2021).

10. ФАС скорректирует планы по использованию рейтинга деловой репутации [Электронный ресурс]. – URL: <https://www.interfax.ru/russia/741715> (дата обращения 17.12.2020).

11. Приказ Министра финансов Республики Казахстан от 11 декабря 2015 года №648 «Об утверждении Правил осуществления государственных закупок» [Электронный ресурс]. – URL: https://online.zakon.kz/Document/?doc_id=34515777 (дата обращения 07.06.2022).

12. Постановление Кабинета Министров Республики Узбекистан от 9.11.2020 г. № 699 «О мерах по внедрению порядка расчета и ведения рейтинга проектно-изыскательских и подрядно-строительных организаций» [Электронный ресурс]. – URL: <https://www.tfqm.uz/rus/lawer/index.php?page=post&id=0> (дата обращения 07.05.2022).

РАЗДЕЛ V. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ, ИЗДЕЛИЙ И КОНСТРУКЦИЙ

УДК 621.762; 691.002(032)

БЕТОН ФУНДАМЕНТНОЙ ПЛИТЫ ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ КОМПЛЕКСА «ГАЗПРОМ-ЦЕНТР»

БОНДАРОВИЧ А. И., РЯБЧИКОВ П. В., КАЛИНОВСКАЯ Н. Н.
Белорусский национальный технический университет

Введение.

К бетону монолитных массивных густоармированных конструкций, предъявляются особые требования:

1. Исключение образования рабочих швов с учетом послыоного бетонирования конструкции по высоте, что обеспечивается увеличенными сроками начала схватывания бетона.

2. Определенный диапазон вязкости бетонной смеси, обеспечивающий перекачивание смеси бетононасосом на значительные расстояния.

3. Отсутствие признаков седиментации бетонной смеси на всех технологических переделах.

4. Уменьшение температурных деформаций бетона, что обеспечивается минимальным содержанием клинкерной составляющей цемента.

5. Минимальные собственные усадочные деформации бетона для недопущения образования внутренних напряжений в бетоне и образования трещин.

Высокая прочность на растяжение для уменьшения трещинообразования.

После анализа проектной документации, а также учитывая требования заказчика по скорости бетонирования, было принято решение использовать самоуплняющийся бетон. Технология СУБ подразумевает гравитационный способ уплотнения бетонной смеси, который требует определенной структуры бетона – с плавающим крупным заполнителем, пониженным содержанием мелкого запол-

нителя и значительным содержанием вяжущего. Данная структура бетона создает предпосылки для появления трещин в бетоне конструкции, обусловленных как собственными усадочными деформациями материала, так и температурным градиентом в теле конструкции.

Таким образом, бетонирование фундаментной плит комплекса «Газпром-центр» поставило перед технологами ряд специфических задач. То, как решались данные задачи, описано в настоящей статье.

Характеристика объекта строительства

Разработка технологии бетонирования плиты велась в соответствии с проектной документацией стадии «Строительный проект» на возведение фундаментной плиты Высотного здания Объекта разработки ООО «Инфорспроект» шифр LLC/S/BE/15/31-01-КЖ0 по объекту «Строительство многофункционального комплекса в г. Минске в границах ул. Филимонова – просп. Независимости – ул. Макаенка, 3 очередь строительства. Высотное административное здание».

Конструкция фундамента показана на рис. 1. Объем фундаментной плиты составлял $\sim 9100 \text{ м}^3$. Протяженность конструкции $\sim 82,5 \text{ м}$, высота – $3,5 \text{ м}$, ширина $\sim 37,5 \text{ м}$. Плита является ростверком для свайного фундамента, в котором обеспечивается жесткое сопряжение со сваями [1].

Проект предусматривал использование бетона со следующими характеристиками:

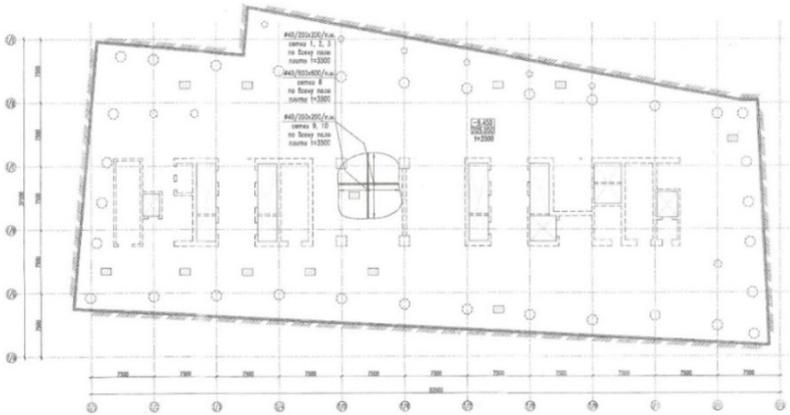
- класс бетона по прочности на сжатие – C35/45;
- марка бетона по водонепроницаемости – не ниже W12;
- марка бетона по морозостойкости – не ниже F150.

Помимо проектных характеристик при подборе состава бетона учитывались дополнительные требования для обеспечения термической трещиностойкости плиты.

Проектом предусматривалось непрерывное бетонирование с интервалом перекрытия слоев бетона в пределах 12 часов.

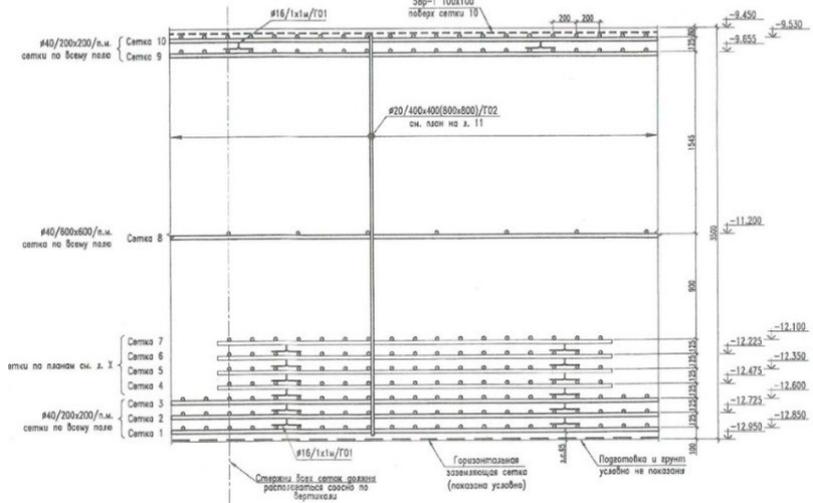
Бетон производился на пяти бетоносмесительных узлах: ОАО «Минскжелезобетон», ЗСЖБК ф-л ОАО «Минскпромстрой», ООО «БелПолГрупп», ООО «Сплитплюс» и ООО «Тапас плюс». Подача бетона осуществлялась шестью бетононасосами.

ФУНДАМЕНТАЛЬНАЯ ПЛИТА. АРМИРОВАНИЕ. ПЛАН СЕТОК 1, 2, 3, 8, 9, 10



а)

СХЕМА АРМИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТАЛЬНОЙ ПЛИТЫ.
(условно показано максимальное количество сеток)



б)

Рисунок 1. План монолитной фундаментной плиты: а – план плиты; б – фрагмент сечения по высоте плиты [1]

Проект предусматривал использование бетона со следующими характеристиками:

- класс бетона по прочности на сжатие – С35/45;
- марка бетона по водонепроницаемости – не ниже W12;
- марка бетона по морозостойкости – не ниже F150.

Помимо проектных характеристик при подборе состава бетона учитывались дополнительные требования для обеспечения термической трещиностойкости плиты.

Проектом предусматривалось непрерывное бетонирование с интервалом перекрытия слоев бетона в пределах 12 часов.

Бетон производился на пяти бетоносмесительных узлах: ОАО «Минскжелезобетон», ЗСЖБК ф-л ОАО «Минскпромстрой», ООО «БелПолГрупп», ООО «Сплитплюс» и ООО «Тапас плюс». Подача бетона осуществлялась шестью бетононасосами.



Рисунок 2. Пример армирования фундаментной плиты



Рисунок 3. Фундаментная плита в процессе бетонирования

Материалы для бетона.

Цемент. Условия бетонирования за один прием (непрерывно, бесшовно) такого массивного сооружения, каким является фундаментная плита с объемом бетона $\sim 9100 \text{ м}^3$, определило задачи минимизации температуры саморазогрева бетона и снижения градиента температур по объему конструкции плиты.

В проектном решении конструкции фундаментной плиты не предусматривалось искусственных мер по снижению температуры саморазогрева бетона. Например, в виде устройства искусственной

системы «трубчатого» варианта охлаждения циркуляцией хладагентом с отводом теплоты, накапливающейся в процессе твердения бетона из-за тепловыделения гидратирующегося и твердеющего цемента [2].

В этой связи было предложено решить задачу по снижению температуры саморазогрева бетона за счет, во-первых, использования цемента с пониженной экзотермией в сочетании с минимально необходимым содержанием его в бетоне, а, во-вторых, за счет применения комплексной химической добавки – пластификатора, характеризующейся тормозящим гидратацию клинкерной части цемента эффектом и снижения за ее счет начального водосодержания бетона.

Приведенным условиям отвечало вяжущее, выпускаемое ОАО «Белорусский цементный завод», в виде шлакопортландцемента марки ЦЕМ II/В-III 42,5Н.

Этот вид цемента соответствует марке ЦЕМ II/В-III 42,5Н по ГОСТ 31108 [1], классу СЕМ II/В-S D (35...40) по СТБ ЕН 197-1 [3]. Он характеризуется содержанием клинкерной части 60...65 % массы (включая 3...4 % добавку гипса для регулирования сроков схватывания) и 40...35 %, соответственно, введенного в состав при помоле совместно с клинкером и гипсом доменного гранулированного шлака.

Из данных о минералогическом составе клинкера следует, что в пересчете на тонну шлакопортландцемента его клинкерная часть составляет 600...650 кг, а доля клинкерных минералов, характеризующихся наибольшей экзотермией, т. е. $C_3S \sim 58,92\%$ и $C_3A \sim 6,97\%$ от ее массы.

С учетом расхода вяжущего, примерно 400 ± 50 кг на 1 м^3 бетона, его клинкерная часть составит не более $230...290 \text{ кг/м}^3$ бетона, а общая доля $C_3S + C_3A \sim 150...190 \text{ кг/м}^3$ бетона, с содержанием наибольшего по тепловыделению $C_3A \sim 15...19 \text{ кг/м}^3$ (или $4,0...4,5\%$ от массы вяжущего).

Изложенное подтверждает соответствие выбора данного вида вяжущего цели и задачам по снижению температуры саморазогрева бетона в массиве и снижению сопровождающих это явление температурных деформаций конструкции плиты.

Крупный и мелкий заполнители.

Щебень. В качестве крупного заполнителя для бетона всех составов рекомендовался к использованию щебень гранитный произ-

водства РУП «Гранит» с прочностью, соответствующей марке по дробимости ≥ 1400 .

Для бетона нижнего слоя плиты использовался щебень гранитный фракции 5...10 мм 1-ой группы с содержанием зерен пластинчатой (лещадной) формы до 15 % массы по ГОСТ 8267-93 [4].

Для бетона среднего и верхнего слоя плиты рекомендуется использовался щебень гранитный фракции 5...20 мм 1-ой группы по ГОСТ 8267-93 [4].

Песок – природный (мытый) по ГОСТ 8736-2014 [5], применяемый в качестве мелкого заполнителя для бетона нижнего, среднего и финишного слоев плиты, с модулем крупности 2,0...2,5.

Минеральная добавка. Одной из задач при разработке составов являлось обеспечение «самоуплотнения» разрабатываемых составов бетона. То есть, получение на начальном этапе бетонной смеси, способной укладываться и формировать плотную, слитную структуру бетона без дополнительного механического побуждения. При этом обязательным условием снижения усадочных и температурных деформаций при твердении бетона являлся минимальный расход цемента и его начального водосодержания, что естественно ухудшает формуемость бетонной смеси.

С целью устранения этого противоречия и обеспечения требуемой формуемости бетонной смеси, принятой в настоящих расчетах соответствующей наибольшей из нормируемых по СТБ 1035-96 [6] марок РК-6 (расплыв конуса > 62 см), в состав бетона вводилась тонкодисперсная минеральная добавка – микрокремнезем.

Микрокремнезем – в соответствии с требованиями СТБ EN 13263-1-2012 [7] с содержанием аморфного диоксида кремния не менее 85 % по массе; потери при прокаливании не более 4,0 %; удельная поверхность (по методу БЭТ) $\sim 15,0$ м²/г (при использовании приборов типа «ПСХ» $S_{уд}^{МК} \sim 3,0$ м²/г или 30 000 см²/г).

Химическая добавка. К использованию был предложен поликарбоксилатный суперпластификатор «Линамикс ПК», представляющий собой смесь двух типов поликарбоксилатов, в которую в качестве замедлителей потери подвижности (схватывания) дополнительно вводились натриевые соли лигносульфанатов и гидроксикарбоновых кислот.

Фибра композитная. С целью предотвращения трещинообразования на поверхности верхнего (финишного) слоя бетона плиты в его состав вводится фибра. С учетом нагнетательного (с помощью бетононасосов) метода подачи бетона в опалубку необходимо использовать ее эластичные виды. В частности, производимую в Российской Федерации и широко используемую в строительной отрасли Беларуси полипропиленовую фибру ТУ 2272-006-13429727-2007 [8] марки ВСМ-П-12.

Эффект сдерживания трещинообразования поверхностного слоя бетона за счет волокон фибры базируется на эффекте дисперсного «армирования» его структуры при хаотичном, равномерном и разнонаправленном расположении волокон фибры в объеме цементного камня и бетона в целом. При введении фибры на стадии приготовления бетонной смеси соблюдались определенные правила, обеспечивающие ее равномерное распределение в объеме смеси и затвердевшего бетона.

Вода затворения и вода для ухода за бетоном. Для затворения бетона и ухода за ним в период твердения использовалась водопроводная питьевая вода по СТБ 1114-98 [9].

Составы тяжелого самоуплотняющегося бетона.

В результате анализа имеющегося в НИИЛ бетонов и строительных материалов опыта аналогичных работ, а также выявления оптимального соотношения компонентов, были разработаны составы бетона, удовлетворяющие следующим условиям:

- формруемость смеси, соответствующей марке РК-6, т. е. расплыв конуса в стесненных условиях растекания не менее 62 см;
- сохранение пластичности смеси с течением времени и способности сохранить ее (не схватываясь до твердофазного состояния) в течение до 12 ч, обеспечивая тем самым условия для слияния ранее уложенного слоя смеси и новых ее порций без образования шва между ними в случае значительных перерывов в подаче бетона в опалубку (то есть, обеспечивая условие «бесшовного» бетонирования конструкции плиты);
- обеспечение прочности на сжатие затвердевшего бетона к возрасту в 56 суток, соответствующей классу С35/45.

Разработанные составы самоуплотняющегося бетона заявленного в проектной документации класса по прочности на сжатие С35/45, для непрерывного (бесшовного) бетонирования фундамент-

ной плиты (без дополнительного уплотнения механическим воздействием) приведены в таблице 1.

Таблица 1

Составы самоуплотняющегося бетона

Участок высоты плиты, пример- ный объ- ем бетона	Расходы составляющих бетона в кг на м ³						
	Це- мент	Щебень	Пе- сок	Микро ро- кремне зем, МКУ- 85	Фиб- ра	Добав- ка	Вода
нижний (~ 2600 м ³)	450	890 (фр.5 – 10)	890	50	–	16,7	180
средний (~ 5400 м ³)	400	930 (фр. 5 – 20)	930	44	–	10,36	165 ... 170
верхний (~ 1100 м ³)	400	980 (фр.5 – 20)	880	44	0,6	12,58	165 ... 170

* Дозировка пластификатора (концентрация раствора С = 30 %) приведена в расчете от общей массы «цемент + микрокремнезем».

Формуемость бетонной смеси и ее изменение во времени.

Для оценки пригодности бетонной смеси номинальных составов бетона определялись следующие параметры:

1) удобоукладываемость оценивалась по показателю распыла конуса СТБ EN 12350-8-2012 [10], также определяли изменение удобоукладываемости во времени;

2) вязкость бетонной смеси оценивали по СТБ EN 12350-8-2012 [10]; при этом определяли время (с), требуемое для достижения распыла 500 мм (T₅₀₀);

3) подвижность самоуплотняющейся бетонной смеси при ее прохождении без расслоения и нарушения непрерывности потока через отверстия между арматурными стержнями и другие преграды оценивали по СТБ EN 12350-12-2014 [11] с использованием J-кольца с 12 стержнями (для состава среднего и верхнего слоя, фр. щебня 5...20) и с 16 стержнями (для состава нижнего слоя, фр. щебня 5...10);

4) подвижность самоуплотняющейся бетонной смеси при ее прохождении через узкие отверстия, в том числе между арматурными стержнями и другими преградами, без ее расслоения и без нарушения непрерывности потока определялась по методике СТБ EN 12350-12-2014 [11] с использованием L-ящика. Смесь нижнего слоя (щебень фракции 5...10 мм) испытывалась с использованием трех стержней, имитирующих плотно расположенную арматуру. Смесь среднего и верхнего слоев (щебень фракции 5...20 мм) испытывалась с использованием двух стержней, что соответствует реальной схеме армирования фундаментной плиты.

Результаты определения формуемости бетона приведены на рисунках 4...6 и в таблице 2.

Таблица 2

Свойства бетонной смеси

Номер состава бетона по табл. 1	$\rho_{см}^0$, кг/м ³	Воздуховлечение, %	Удобоукладываемость по растеканию конуса, см	Вязкость, с	Растворотделение, %	Сохранность свойств (текучести)
1	2440 ±20	2...3	> 62 (до 75)	5...7	~2,0	>360
2	2460 ±20	2...3	> 62 (до 72)	5...7	~3,0	>360
3	2460 ±20	3...4	> 62 (до 70)	7...10	~2,0	>360

Физико-технические характеристики бетона фундаментной плиты.

Прочность бетона на сжатие определена по ГОСТ 10180-2012 [12] и ГОСТ 18105-2010 [13] на образцах-кубах (с ребром 100 мм; в серии 4...6 образцов), твердевших в стандартизированных нормально-влажностных условиях ($t \sim 20 \pm 3$ °С; $\phi \geq 90$ %).

Прочность бетона на осевое растяжение при раскалывании определена по общепризнанной методике проф. Ахвердова И. Н. – Ицковича С. М. [14]

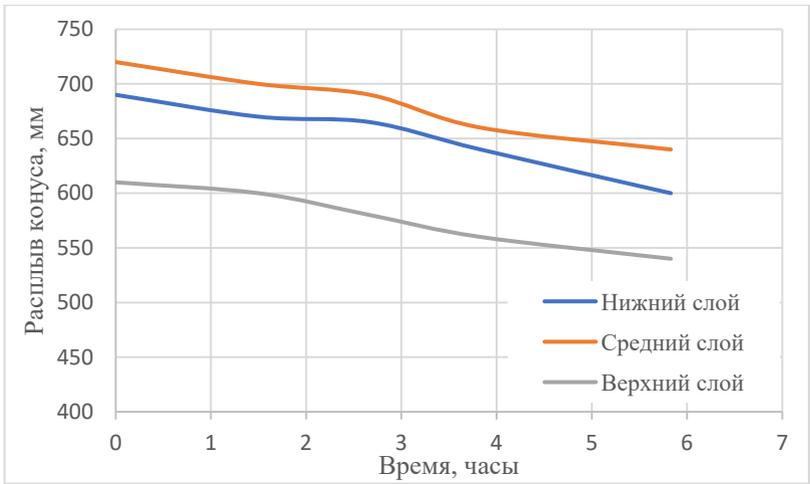


Рисунок 4. Изменение расплава конуса во времени

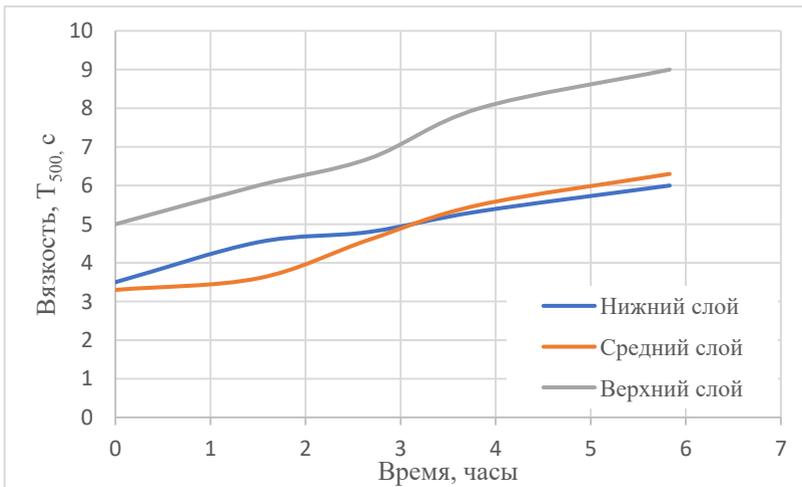


Рисунок 5. Изменение вязкости T_{500} во времени

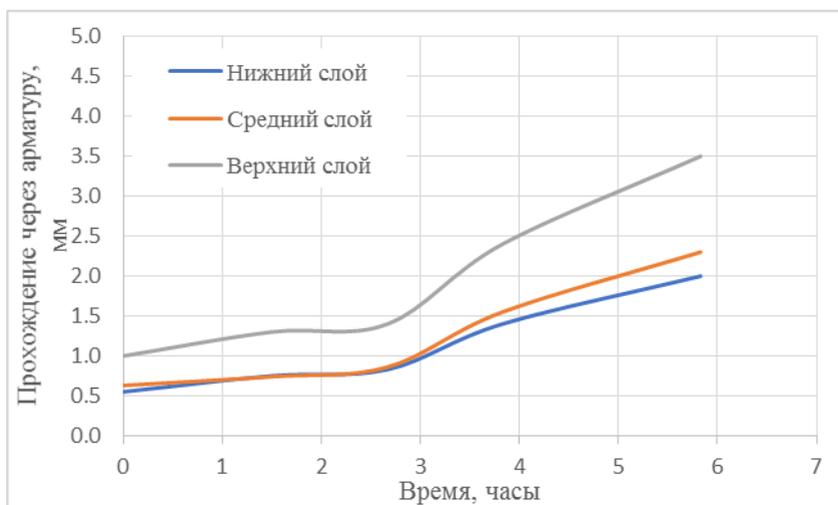


Рисунок 6. Способность прохождения через арматуру, определяемая с использованием J-кольца (12 стержней для составов нижнего слоя и 16 стержней среднего и верхнего слоя) во времени

Прочность бетона на растяжение при изгибе определена по ГОСТ 10180-2012 [12] на образцах-призмах размерами 100 x 100 x 400 мм, твердевших в нормально-влажностных условиях.

Определение *модуля упругости* провели согласно ГОСТ 24452-80 [16] путем постепенного (ступенями) нагружения образцов-призм осевой сжимающей нагрузкой с измерением в процессе нагружения образцов их деформаций.

Водонепроницаемость бетона определена в соответствии с ГОСТ 12730.5-2018 [17] на образцах-цилиндрах диаметром и высотой 150 мм (в серии 6 образцов), твердевших в стандартизованных нормально-влажностных условиях до испытаний в 28 и 56 суток.

Морозостойкость бетона определена по ГОСТ 10060.2-95 [18] третьим (ускоренным) методом при замораживании ($t = -(50...55) ^\circ\text{C}$) – оттаивании ($t = +20 \pm 5) ^\circ\text{C}$ в 5 %-ом растворе хлористого натрия.

Результаты (частичные) всего комплекса испытаний по определению физико-технических свойств бетона (приведены в виде средних значений) сведены в таблицу 3.

Физико-технические характеристики бетона

Состав бетона для части плиты по высоте	Физико-технические характеристики бетона в возрасте 28/56 суток					
	Прочность, МПа			Модуль упругости бетона, ГПа	Водонепроницаемость бетона, марка*	Морозостойкость бетона, марка*
	на сжатие	на растяжение (раскалывание)	на растяжение при изгибе			
Нижней (№1)	<u>72,3</u> 75,1	<u>4,2</u> 4,5	<u>5,20</u> 5,30	<u>44,5</u> 45,5	<u>W12</u> ** W20	Не менее <u>F150</u> *** F 300
Средней (№2)	<u>70,5</u> 71,6	<u>4,0</u> 4,3	<u>5,15</u> 5,20	<u>39,5</u> 40,9	<u>W12</u> ** W20	Не менее <u>F150</u> *** F 300
верхней (№3)	<u>72,5</u> 73,0	<u>4,4</u> 4,8	<u>5,65</u> 5,65	<u>44,6</u> 45,8	<u>W12</u> ** W20	Не менее <u>F150</u> *** F 300

Примечание: над чертой данные, полученные в возрасте 28 суток.

* при значении по проекту W12 и F150;

** при достижении значений марки по водонепроницаемости W12 в возрасте 28 суток и W20 в возрасте 56 суток, испытания прекращали (фильтрация воды через образцы – отсутствовала);

*** при достижении значений марки по морозостойкости F150 в возрасте 28 суток и F300 в возрасте 56 суток, испытания прекращали (потеря прочности образцов после испытаний – отсутствовала).

Относительные линейные усадочные деформации определили по методике ГОСТ 24544-81 [15] при относительной влажности воздуха 60 %. Результаты приведены в графическом виде на рис. 7.

Полученные данные свидетельствуют, что разработанный состав бетона верхнего слоя с фиброй решает задачу минимизации усадочных деформаций, включая твердение в наименее благоприятных воздушно-сухих условиях.

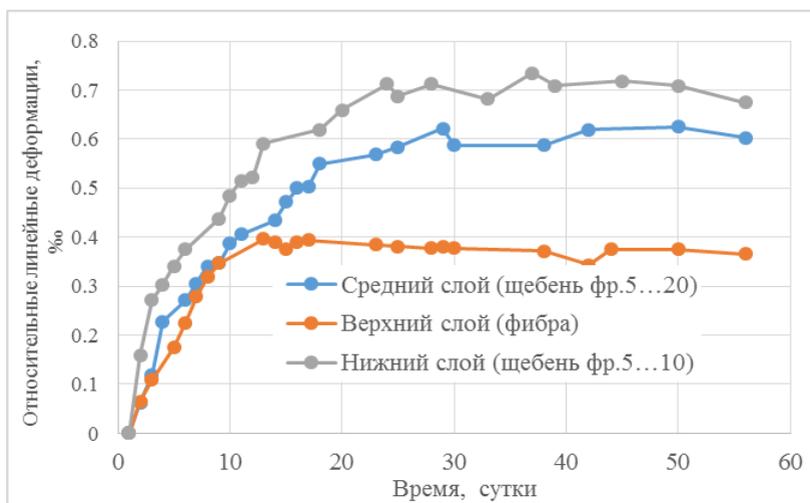


Рисунок 7. Относительные линейные деформации бетона фундаментной плиты

Одновременно выявлено, что замедление роста усадки бетона с фиброй (верхний слой) наблюдалась к 7-ми суткам твердения, а стабилизация усадки приходится, примерно, на 12–14 сутки твердения уже всех 3-х составов бетона.

На этом основании сделан вывод, что уход за бетоном в варианте водного бассейна наиболее целесообразен до возраста бетона в 14 суток; при невозможности такой продолжительности бассейнового варианта ухода он должен быть не менее 7 суток.

Заключение.

1. В процессе исследований выявлено влияние основных составляющих бетона, а также комплекса из химических и минеральной добавок на реологические свойства (растекаемость смеси), кинетику изменений ее формуемости во времени, а также на кинетику твердения (рост прочности) бетона и его свойства.

2. Определены эксплуатационные свойства бетона – марки по водонепроницаемости и морозостойкости, удовлетворяющие с запасом требованиям проектной документации.

3. В результате исследований разработаны составы самоуплотняющегося бетона класса С35/45 для зон нижней, средней и финишной части плиты, определены его прочностные, упругодеформационные свойства и усадочные деформации, что обеспечи-

ло необходимые условия для успешного проведения бетонных работ при устройстве фундаментной плиты на объекте Заказчика.

4. Качество бетона возведенной конструкции фундаментной плиты было подтверждено всей совокупностью данных (в данной статье не приведены) по контролю прочности на сжатие как разрушающими методами (контрольные образцы бетона и образцы-керны, отобранные из конструкции плиты), так и неразрушающими методами, подтвердивших соответствие прочности проектному классу С35/45. Также подтверждено соответствие проектных марок по водонепроницаемости (марка W12) и морозостойкости (марка F 150) бетона на контрольных образцах, изготовленных непосредственно на стройплощадке.

Список использованных источников:

1. Батяновский, Э. И. Самоуплотняющийся бетон и технология бетонирования 9000-го фундаментного массива / Э. И. Батяновский, А. И. Бондарович, Н. Н. Калиновская, П. В. Рябчиков.

2. ГОСТ 31108-2016 Цементы общестроительные. Технические условия.

3. СТБ ЕН 197-1-2015 Цемент. Часть 1. Состав, технические требования критерии соответствия общестроительных цементов.

4. ГОСТ 8267-93 Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия.

5. ГОСТ 8736-2014 Песок для строительных работ. Технические условия.

6. СТБ 1035-96 Смеси бетонные. Технические условия.

7. СТБ EN 13263-1-2012 Микрокремнезем для бетона. Часть 1. Определения, требования и критерии соответствия.

8. ТУ 2272-006-13429727-2007 Волокно строительное микроармирующее.

9. СТБ 1114-98 Вода для бетонов и растворов. Технические условия.

10. СТБ EN 12350-8-2014 Методы испытаний бетонной смеси. Часть 8. Самоуплотняющаяся бетонная смесь. Испытание на распыль.

11. СТБ EN 12350-10-2014 Методы испытаний бетонной смеси. Часть 10. Самоуплотняющаяся бетонная смесь. Испытание с применением L-образного ящика.

12. ГОСТ 10180-2012 Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.

13. ГОСТ 18105-2018 Бетоны. Правила контроля и оценки прочности.

14. Ахвердов, И. Н. Исследование метода испытания бетона на растяжение посредством раскалывания образцов / И. Н. Ахвердов, С. М. Ицкович // Бетон и железобетон. – 1961. – №1. – С. 19 – 23.

15. ГОСТ 24544-81 Бетоны. Методы определения деформаций усадки и ползучести.

16. ГОСТ 24452-80 Бетоны. Методы определения призмной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуансона.

17. ГОСТ 12730.5-2018 Бетоны. Методы определения водонепроницаемости.

18. ГОСТ 10060.2-95 Бетоны. Ускоренные методы определения морозостойкости.

**ИССЛЕДОВАНИЕ ВЯЗКОСТИ РАСТВОРОВ
ИНДУСТРИАЛЬНЫХ МАСЕЛ ОАО «НАФТАН» В
НЕФТЯНЫХ РАСТВОРИТЕЛЯХ**

БУРСОВ Н. Г., ДИМИТРИАДИ Н. П., ЮХНЕВСКИЙ П. И.
РУП «ИНСТИТУТ БЕЛНИИС», Белорусский национальный
технический университет

Введение.

Анализ составов разделительных смазок, предназначенных для обработки форм в производстве железобетонных изделий показывает, что основная часть их массы приходится на долю нефтяных углеводородных продуктов – минеральных масел и растворителей. От количественного соотношения этих компонентов в определяющей степени зависит вязкость смазок, являющаяся одним из важнейших их технологических показателей: в зависимости от специфики технологического оборудования, используемого для производства железобетонных изделий, требований к качеству их лицевой поверхности, а так же применяемого способа нанесения смазок на формы кинематическая вязкость современных разделительных смазок колеблется в пределах от 2 до 30 мм²/с. Учитывая это обстоятельство, представляется весьма важной информация о вязкости растворов современных минеральных масел и растворителей, которая необходима при разработке составов разделительных смазок.

В открытых литературных источниках отсутствуют сведения о вязкости указанных продуктов. Целью настоящей работы является исследование вязкости отечественных минеральных масел И-20А, И-30А, И-40А, И-50А, изготавливаемых ОАО «Нафтан», и нефтяных растворителей: импортного низковязкого растворителя фирмы Shell, отечественного растворителя ОАО «Нафтан» Нефрас С-4-150/200 деароматизированного по методике [1] и печного топлива ОАО «Мозырский нефтеперерабатывающий завод».

Для решения поставленной задачи были приготовлены растворы каждого из вышеуказанных индустриальных масел в каждом из

намеченных растворителей в диапазоне концентраций, обеспечивающей получение их кинематической вязкости от 2 до 80 мм²/с при температуре 20 °С, то есть в интервале, представляющем интерес для разработки разделительных смазок.

Технология приготовления этих растворов сводилась к смешиванию в полиэтиленовом стакане взвешенных с точностью до 0,01 г доз соответствующих масел и растворителей с помощью лабораторной мешалки при скорости перемешивания 900 об/мин в течение 10 минут. Кинематическую вязкость приготовленных растворов определяли при температуре 20 °С с помощью требуемого капиллярного вискозиметра по методике [2].

Результаты исследований и их обсуждение.

Результаты выполненных испытаний приведены в виде графиков на рис. 1–3. На каждом из рис. 1–3 представлена зависимость вязкости растворов одного из трех растворителей от содержания всех четырех минеральных масел. Таким образом упрощается осуществление оценки результатов испытаний вязкости рассматриваемых растворов.

Анализ приведенных на рис. 1–3 результатов испытаний показывает, что наиболее низкой вязкостью характеризуются растворы исследованных индустриальных масел в растворителе Shell, которая в зависимости от состава изменяется в пределах от 2 до 80 мм²/с и более. Вязкость этих масел в деароматизированном растворителе Нефрас С-4-150/200 лишь незначительно (порядка 0,2–4 мм²/с) превышает вязкость растворов в растворителе Shell, то есть в отношении вязкости растворитель Нефрас С-4-150/200 может служить заменой растворителю Shell.

Растворы масел в печном топливе обладают более высокой вязкостью (на 10–30 мм²/с), однако достаточной для использования в составе разделительных смазок. Вязкость растворов одной концентрации разных масел в каждом растворителе при небольшом содержании возрастает в порядке И-20А → И-30А → И-40А → И-50А.

В области низких концентраций каждого растворителя раствора разных масел одинаковой концентрации существенно отличаются друг от друга по величине вязкости. Однако по мере содержания каждого растворителя разница величин вязкости растворов одинаковой концентрации всех испытанных масел посте-

пенно уменьшается и в области высоких концентраций раствори- телей практически исчезает. Для растворов в растворителях Shell и Нефрас С-4-150/200 упомянутое исчезновение наступает при их содержании около 70 мас. %. Разница величин вязкости рас- творов в печном топливе исчезает при его концентрации около 80 мас. %.

Указанное изменение вязкости испытанных растворов под- тверждается, в частности, следующей таблицей 1, в которой представлена разница величин вязкости масла И-50А и масла И- 20А в испытанных растворителях различной концентрации.

Таблица 1

Разность величин кинематической вязкости при 20 °С растворов масел И-50А и И-20А в испытанных растворителях

Концентрация растворителя, мас. %	Разность величин кинематической вязкости при 20 °С растворов масел И-50А и И-20А в растворителях, мм ² /с		
	Shell	деароматизированный Нефрас С-4-150/200	Печное топ-ливо
10	более 40	более 40	–
20	24	27	более 40
30	9	11	35
40	5	6	20
50	2	3	12
60	1	1,5	6
70	0	1	4
80	0	0	2
90	0	0	0

Растворы индустриального масла И-50А в растворителях Shell, деароматизированном Нефрас С-4-150/200 при соотноше- нии 70:30 по массе, а также в печном топливе при соотношении 35:65 по массе были испытаны в качестве разделительных смазок по [3]. Установлено, что эти растворы обеспечивают отделение бетонных образцов от формы. Относительная величина снижения адгезии бетона к стальной форме составила около 72 % при кате- гории поверхности бетона АЗ по [4]. Однако данные растворы не обеспечивают защиту стальных форм от коррозии.

Таким образом результаты проведенных исследований позво- ляют сделать вывод, что низковязкие (с вязкостью 2–30 мм²/с)

растворы индустриальных масел И-50А, И-40А, И-30А, И-20А в растворителях Shell, деароматизированном Нефрас С-4-150/200 и печном топливе в отношении вязкости представляют интерес для использования в качестве гидрофобной основы при разработке составов разделительных смазок в производстве железобетонных изделий. При этом для получения низковязких смазок предпочтение следует отдать растворам с использованием высоковязких масел И-50А и И-40А по сравнению с растворами менее вязких масел И-30А и И-20А, так как согласно вышеприведенным результатам испытаний в области высоких концентраций растворителей растворы этих масел характеризуются одинаковой вязкостью. При их использовании в составе смазок за время от момента нанесения смазок на формы до момента заполнения форм бетонной смесью часть растворителя испаряется, и оставшаяся высоковязкая часть смазки будет лучше удерживаться на поверхности форм. Для превращения испытанных растворов с требуемой вязкостью в разделительные смазки понадобится введение в их состав целевых добавок, обеспечивающих высокое качество поверхности бетонных изделий и защиту форм от коррозии во время твердения бетонных изделий.

Заключение.

1. Выполнено исследование вязкости растворов индустриальных масел ОАО «Нафтан» И-20А, И-30А, И-40А, И-50А в низковязком нефтяном растворителе фирмы Shell, деароматизированном растворителе Нефрас С-4-150/200 и печном топливе ОАО «Мозырьский нефтеперерабатывающий завод» в широком диапазоне их концентраций (0–100 %).

2. В зависимости от марок масел и растворителей кинематическая вязкость растворов при температуре 20 °С изменяется в интервале от 2 до более 80 мм²/с. Следовательно имеется область растворов, представляющих интерес в отношении вязкости для использования в составе разделительных смазок.

3. В области низкого содержания всех растворителей у растворов одинаковой концентрации разных масел наблюдается существенная разница величин вязкости. Однако по мере увеличения концентрации растворителей указанная разница постепенно уменьшается и наконец, исчезает. У растворов растворителей Shell и Нефрас С-4-150/200 это исчезновение наступает при их

содержании около 70мас. %, а у растворов печного топлива – около 80 мас. %.

4. Выполненное испытание трех низковязких растворов масел И-50А в растворителях Shell и Нефрас С-4-150/200 и печном топливе в качестве разделительных смазок по методике [3] подтверждают сделанный выше вывод о том, что низковязкие растворы промышленных масел ОАО «Нафтан» И-50А, И-40А, И-30А, И-20А в растворителе Shell, деароматизированном растворителе Нефрас С-4-150/200 и печном топливе ОАО «Мозырьский нефтеперерабатывающий завод» – могут служить гидрофобной основой при разработке составов разделительных смазок для форм в производстве железобетонных изделий. Для превращения указанных растворов в смазки потребуется введение в их состав целевых добавок, обеспечивающих смазкам требуемые свойства – высокое качество поверхности бетонных изделий, защиту форм от коррозии и др.

5. Обнаруженное результатами проведенных испытаний отсутствие разницы между величинами вязкости растворов разных масел одинаковой концентрации в области высоких концентраций каждого растворителя позволяет сделать вывод о целесообразности предпочтительного использования в качестве гидрофобной основы разделительных смазок низковязких растворов высоковязких минеральных масел И-50А и И-40А по сравнению с аналогичными растворами менее вязких масел И-30А и И-20А. Разделительные смазки с высоковязкими маслами И-50А и И-40А будут лучше удерживаться на формах, так как даже после частичного испарения низковязкого растворителя, которое, как правило, имеет место за время от момента нанесения смазок на формы до момента заполнения их бетонной смесью, оставшаяся часть смазок будет характеризоваться более высокой вязкостью и более высокой адгезией к поверхности форм.

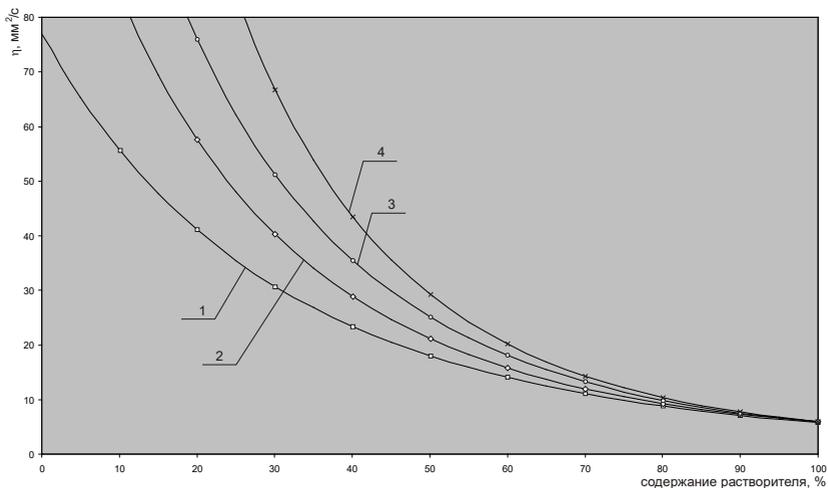


Рис. 1. Вязкость растворов печного топлива с отечественными
индустриальными маслами:
1 – И20А; 2 – И30А; 3 – И40А; 4 – И50А

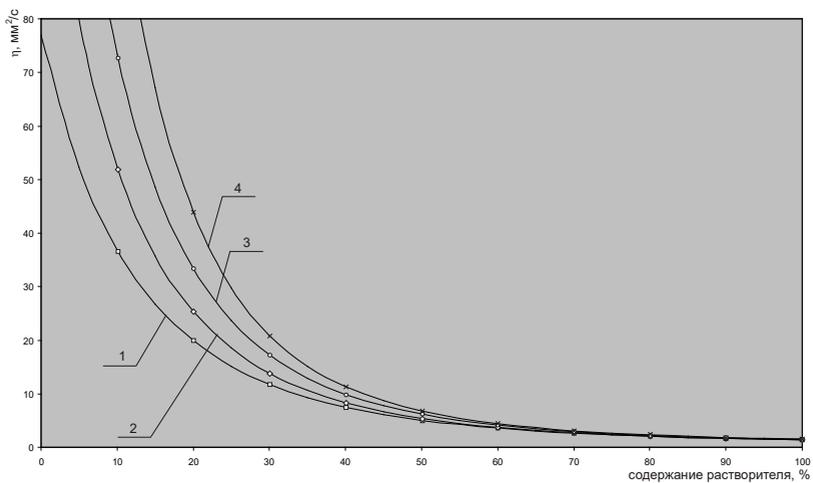


Рис. 2. Вязкость растворов импортного растворителя фирмы Shell с
отечественными индустриальными маслами:
1 – И20А; 2 – И30А; 3 – И40А; 4 – И50А

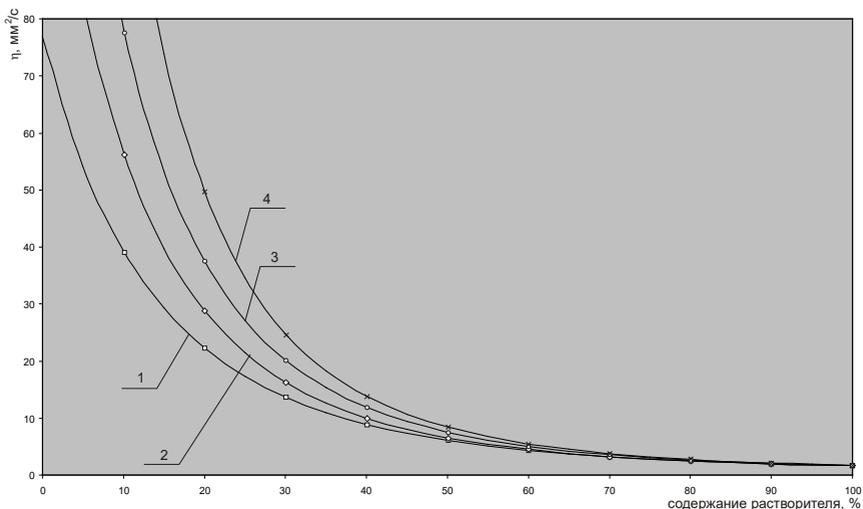


Рис. 3. Вязкость растворов отечественного деароматизированного растворителя с индустриальными маслами (ОАО «Нафтан»):
1 – И20А; 2 – И30А; 3 – И40А; 4 – И50А

Список использованных источников:

1. Деароматизация растворителя «уайт-спирит» для применения в разделительных смазках/П. И. Юхневский, Н. Г. Бурсов, Н. П. Димитриади // Вестник Полоцкого государственного университета. – Полоцк, 2020. – С. 67–70.
2. Нефть и нефтепродукты. Прозрачные и непрозрачные жидкости. Определение кинематической и динамической вязкости: ГОСТ 33-2016 – Введ.01.01.2019. – Минск. Госстандарт Республики Беларусь, 2018. – 50 с.
3. Смазки для форм и опалубок. Общие технические условия: СТБ 1707-2006. – Введ.01.06.2007. – Минск. Государственный стандарт Республики Беларусь: ИПК Изд-во Госстандарт, 2007. – 12 с.
4. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Общие технические требования: ГОСТ 13015.0-83. – Введ. 01.01.1984. – М. Государственный стандарт Республики Беларусь: ИПК Изд-во Госстандарт, 1984. – 14 с.

О НЕОБХОДИМОСТИ РАЗРАБОТКИ БЕЛОРУССКОГО НОРМАТИВНОГО ДОКУМЕНТА ПО ОЦЕНКЕ КАРБОНИЗАЦИИ БЕТОНА

ВАСИЛЬЕВ А. А.

Белорусский государственный университет транспорта

Введение. Бетон и железобетон во всем мире признаны одними из самых экономичных, экологически чистых, надежных и долговечных строительных материалов. В индустриально развитых странах на одного жителя затрачивается в год до 2 м^3 бетона и железобетона [1]. Никакие другие конструкционные материалы так широко не используются во всех отраслях. Таким образом, основную долю строительных конструкций зданий и сооружений, эксплуатируемых в настоящее время, составляют железобетонные элементы (ЖБЭ) и конструкции (ЖБК) различных типов.

Большинство ЖБЭ (ЖБК) эксплуатируются в различных воздушных средах, их долговечность во многом определяется концентрацией и степенью агрессивности содержащихся в них компонентов. Поскольку концентрация углекислого газа в воздухе в $10\text{--}10^4$ раз выше концентрации других кислых газов, основным процессом нейтрализации бетона является карбонизация [2]. Вызывая структурные изменения цементного камня, она приводит к изменению его физико-химических характеристик, уменьшая защитные свойства по отношению к стальной арматуре, что в определенных условиях вызывает образование и развитие коррозионных процессов различной степени интенсивности в стальной арматуре, снижая несущую способность ЖБЭ (ЖБК).

Для оценки карбонизации бетона в Республике Беларусь используют единственный нормативный документ в данной области – СТБ 1481-2011 «Бетоны конструкций мостовых сооружений. Методы определения содержания хлоридов и степени карбонизации» [3]. В данном документе приведена методика определения количества поглощенного углекислого газа, так как общепринято под степенью карбонизации бетона подразумевать количество поглощенного CO_2 .

Безусловно, это не логично и, кроме того, ни в одной науке степень не определяется количеством. Кроме того, в результате анализа определяется степень карбонизации бетона с точностью до 0,2 %. Полученная абсолютная величина, (%), ни с чем не сравнивается. Отсутствуют критерии оценки состояния бетона и, как следствие, неясен смысл проведения анализа.

Анализом не определяется количество образовавшихся карбонатов, таким образом, он не оценивает карбонизацию бетона и, тем более, ее влияние на состояние защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре. Также, необходимо отметить, что анализ сложен, для определения количества поглощенного CO_2 используется значительная масса цементно-песчаной фракции бетона, которую невозможно отобрать без причинения ущерба ЖБЭ (ЖБК) [4–6].

Таким образом, заявленная оценка степени карбонизации бетона в существующем документе не выполняется и его нельзя использовать для оценки карбонизации бетона и ее влияния на состояние защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре.

Постановка задачи. Исследование карбонизации бетона необходимо выполнять на основе определения карбонатной составляющей (показателя КС), поскольку именно он определяет количество образовавшегося карбоната кальция (CaCO_3) и его влияние на изменение показателя рН (водной вытяжки цементного камня), который, в свою очередь является основной количественной характеристикой перерождения цементного камня в карбонаты или другие продукты химического взаимодействия под воздействием агрессивности среды, и универсальной характеристикой состояния бетона и его защитных свойств по отношению к стальной арматуре [2, 7–13].

Основная часть. В НИЛ «Диагностика, испытание и исследование строительных материалов и конструкций» им. профессора И. А. Кудрявцева Белорусского Государственного Университета транспорта, на основании многолетних исследований карбонизации бетона, [2–13] для объективной оценки параметров карбонизации разработан экспресс-метод определения карбонатной составляющей цементно-песчаной фракции бетона [14].

В экспресс-методе определения карбонатной составляющей в цементно-песчаной фракции бетона применены следующие термины с соответствующими определениями: единичная проба –

проба бетона из обследуемого бетонного (железобетонного) элемента, конструкции, отбираемая в определенное время в одном месте, достаточная для проведения испытаний; лабораторная проба – часть смешанной пробы, подготовленная посредством гомогенизации и уменьшения и предназначенная для приготовления средней аналитической пробы; смешанная проба – гомогенная смесь измельченной единичной пробы бетона, отобранной в определенное время в одном месте из одной железобетонной конструкции; средняя аналитическая проба – проба бетона, приготовленная из лабораторной пробы и предназначенная непосредственно для испытаний; титрованный раствор – раствор, приготовленный из стандарт-титра.

Остальные термины и определения приняты в соответствии с действующими нормативными документами.

Методика определения. Карбонатная составляющая бетона характеризует процентное содержание карбонатов кальция в цементно-песчаной фракции бетона.

Определение карбонатной составляющей бетона в соответствии с настоящим методом основано на растворении навески, отобранной из средней аналитической пробы бетона, в соляной кислоте и измерении объема выделяющегося при этом диоксида углерода в соответствии с реакцией



При проведении анализа пробы бетона массу навески в граммах определяют с точностью до 0,0001 г, объемы, измеряемые бюреткой, в сантиметрах кубических с точностью до 0,05 см³.

Концентрацию растворов выражают:

- массовой долей в процентах, численно равной массе вещества в граммах на 100 г раствора;
- молярной концентрацией вещества – эквивалента в молях на кубический дециметр раствора (Н);
- соотношением объемных частей, где первое число обозначает объемную часть концентрированной кислоты, второе – объемную часть воды.

Средства измерений, испытательное оборудование.

Весы аналитические с ценой деления 0,0001 г, пределом взвешивания 200 г по ГОСТ 24104.

Весы лабораторные с ценой деления 0,01 и 1,0 г по ГОСТ 24104.
Сушильный шкаф, обеспечивающий автоматическое регулирование температуры в диапазоне $(105 \pm 5) ^\circ\text{C}$.

Сито с сеткой № 008 по ГОСТ 6613.

Прибор для определения степени карбонизации бетона (рис. 1).

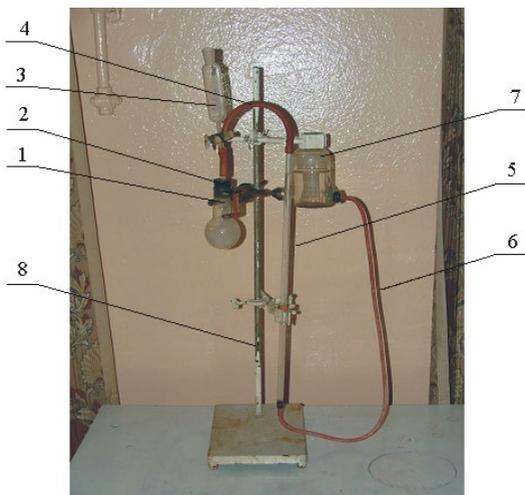


Рисунок 1. Установка для определения карбонатной составляющей: 1 – круглодонная колба; 2 – резиновая пробка; 3 – дозирующее устройство; 4 – резиновая трубка; 5 – мерная бюретка; 6 – резиновый шланг; 7 – уравнильный сосуд; 8 – штатив

Пипетки по ГОСТ 29230.

Бюретки по ГОСТ 29251 II класса точности.

Колбы мерные с притертыми пробками вместимостью 100 см^3 , колбы круглодонные вместимостью 50 см^3 и стеклянные воронки диаметром 9–10 см по ГОСТ 25336.

Цилиндры вместимостью 10 и 25 см^3 по ГОСТ 1770.

Стеклянные стаканы для взвешивания с притертой крышкой.

Реактивы и материалы. Кислота соляная (HCl) плотностью $1,19 \text{ г/см}^3$ по ГОСТ 3118 и раствор соляной кислоты концентрацией 1:3.

Кислота соляная концентрацией $\text{HCl} = 3 \text{ моль/дм}^3$ (3Н).

Вода дистиллированная по ГОСТ 6709.

Условия испытаний. При проведении испытаний внешние воздействующие факторы не должны превышать значений:

- температура воздуха – (20 ± 10) °С;
- относительная влажность воздуха – (75 ± 10) %.

Требования безопасности при проведении испытаний. Лабораторные помещения, в которых выполняются испытания бетона, должны быть оборудованы вентиляционными системами по ГОСТ 12.4.021. При эксплуатации электроприборов, используемых в процессе анализа, должны выполняться требования электробезопасности согласно ГОСТ 12.1.019.

При применении в качестве реактивов токсичных (вредных) веществ следует руководствоваться требованиями безопасности, изложенными в нормативных документах на эти реактивы. Концентрация вредных веществ в воздухе рабочей зоны должна соответствовать гигиеническим регламентам, установленным ГОСТ 12.1.005 и СанПиН № 11-19.

Периодичность контроля содержания вредных веществ в воздухе рабочей зоны устанавливается в зависимости от их класса опасности в соответствии с п. 3.2.6 СанПиН № 11-19.

Определение концентрации вредных веществ в воздухе рабочей зоны выполняют по методикам, входящим в Перечень методик, утвержденный Главным государственным санитарным врачом Республики Беларусь и согласованный Госстандартом Республики Беларусь 10 сентября 2002 г.

При работе с вредными веществами должны быть соблюдены правила безопасности, действующие в химических лабораториях. При этом следует применять индивидуальные средства защиты (респираторы) по ГОСТ 12.4.011 или ГОСТ 12.4.028, резиновые перчатки по ГОСТ 12.4.103, одежду по ГОСТ 27652, ГОСТ 27654, ГОСТ 29057 и ГОСТ 29058.

Подготовка к испытаниям. Приготовление реактивов. Титрованный раствор соляной кислоты (3Н) готовят из стандарттитра, для чего содержимое трех ампул кислоты переносят в мерную колбу вместимостью 100 см³ в следующей последовательности:

- наружную поверхность ампул промывают дистиллированной водой;
- в мерную колбу вместимостью 100 см³ помещают воронку диаметром 9–10 см;
- держа ампулу над воронкой, с помощью стеклянного бойка пробивают отверстие в утонченном углублении ампулы, осторожно

переворачивают ампулу, не вынося ее за пределы воронки, пробивают бойком отверстие в противоположном углублении и выливают содержимое ампулы через воронку в колбу;

– ампулу тщательно промывают изнутри через верхнее отверстие дистиллированной водой;

– для разбавления перенесенной кислоты добавляют в мерную колбу дистиллированную воду до $2/3$ объема колбы;

– после полного растворения содержимого ампулы объем раствора в колбе доводят дистиллированной водой до метки, соответствующей объему, равному 100 см^3 , и тщательно перемешивают содержимое колбы.

Отбор образцов бетона и подготовка пробы. Для определения карбонатной составляющей бетона используют среднюю аналитическую пробу бетона, приготовленную из образцов-кернов, отобранных по ГОСТ 28570 из эксплуатируемых бетонных и железобетонных элементов (ЖБЭ) и конструкций (ЖБК) образцов-сколов, образующихся при определении прочности бетона конструкций по ГОСТ 22690, а также образцов, отобранных другими способами.

Для анализа отбирают пробы защитного слоя бетона в зоне расположения арматуры, а также порошки, получаемые выбуриванием по сечению ЖБЭ и ЖБК до глубины 100 мм и кубов сеч. $100 \times 100 \times 100$ мм до глубины 50 мм.

Отбор образцов производят при проведении обследований ЖБЭ и ЖБК.

Предварительно бетонная поверхность должна быть тщательно очищена от всякого рода загрязнений, штукатурного слоя, краски и, при наличии, слоя ремонтного материала.

В отобранных образцах отделяют слой бетона толщиной ≈ 10 мм. Отделенные фрагменты защитного слоя объединяют в единичную пробу. Количество отбираемых единичных проб определяют в зависимости от вида и эксплуатационного состояния конструкций.

Перед проведением испытания единичную пробу бетона измельчают в фарфоровой ступке ударами, не растирая, и отделяют крупный заполнитель. Из измельченной единичной пробы бетона формируют смешанную пробу, которую квартованием сокращают до лабораторной пробы массой (10 ± 2) г.

Лабораторную пробу высушивают при температуре $(105 \pm 5) \text{ }^\circ\text{C}$ до влажности $(1,5 \pm 0,5) \%$, дополнительно измельчают в фарфоровой или

агатовой ступке для отделения цементного камня от заполнителя и формируют из нее для анализа среднюю аналитическую пробу массой $(0,5 \pm 0,005 \text{ г})$ путем просеивания через сито с сеткой № 01 по ГОСТ 6613.

Подготовленную среднюю аналитическую пробу хранят в стеклянном стакане для взвешивания с притертой крышкой – для защиты от воздействия окружающей среды.

Проведение испытаний. Перед отбором навески подготовленную среднюю аналитическую пробу бетона, помещенную в стеклянный стакан для взвешивания, гомогенизируют и высушивают в сушильном шкафу при температуре $(105 \pm 5) \text{ }^\circ\text{C}$ до постоянной массы, после чего охлаждают в эксикаторе над хлоридом кальция.

Постоянство массы считается достигнутым, если разница между двумя последовательными взвешиваниями не превышает 0,0004 г. Если при повторном взвешивании масса навески увеличивается, то для расчета применяют массу, предшествующую ее увеличению. При этом первое взвешивание осуществляют через 1,5–2 ч.

Допускается проводить анализ из воздушно-сухой навески с последующим пересчетом на навеску, высушенную до постоянной массы (сухую). Массу сухой навески m , г, вычисляют по формуле

$$m = m_0(100 - W) / 100, \quad (2)$$

где m_0 – масса навески в воздушно-сухом состоянии, г;

W – массовая доля влаги в навеске, определенная по ГОСТ 5382.

Из высушенной до постоянной массы (воздушно-сухой) средней аналитической пробы бетона отбирают навеску массой $(0,5 \pm 0,005 \text{ г})$.

Собирают прибор для определения карбонатной составляющей (КС) бетона (см. рис. 1).

Уровень воды в мерной бюретке 5 устанавливают на нулевую отметку вертикальным перемещением уравнительного сосуда 7.

Навеску анализируемой пробы 0,5 г засыпают в круглодонную колбу 1 и закрывают резиновой пробкой 2.

Перекрыывают кран дозатора 3 и заливают в него раствор соляной кислоты (3Н).

Перед подачей раствора соляной кислоты в круглодонную колбу 1 в ней создают небольшой вакуум опусканием уравнительного сосуда 7 на 5 см ниже начального уровня воды в мерной бюретке 5.

Открывая кран дозатора 3, подают раствор кислоты (3 см³) в колбу 1.

Измеряют объем газа, выделившегося в мерную бюретку 5, с точностью до 0,05 см³ при протекании реакции (1).

Из полученного значения объема вычитают объем залитой кислоты (3 см³).

Содержание карбонатной составляющей, %,

$$КС = 0,16 \frac{P_p V_p}{m_n T}, \quad (3)$$

где P_p – парциальное давление газа, Па (мм рт. ст.);

V_p – объем газа, выделяющегося при анализе, см³;

m_n – масса навески анализируемой пробы, г;

T – температура по шкале Кельвина;

0,16 – постоянный множитель, полученный приведением условий к нормальным.

Парциальное давление газа P_p рассчитывают по формуле

$$P_p = P_t - P_b - 0,125t', \quad (4)$$

где P_t – показания барометра в момент анализа, Па (мм рт. ст.);

P_b – давление насыщенного водяного пара, Па (мм рт. ст.) (в соответствии с таблицей 1);

0,125 t' – поправка на показания барометра для приведения их к нормальным условиям;

t' – температура воздуха в помещении, °С.

За результат анализа принимают среднее арифметическое значение двух определений, выраженное в процентах с точностью до ±1 %.

Допустимое расхождение между результатами параллельных определений не должно превышать 2 %. При большем расхождении проводят повторное определение.

Таблица 1

Давление насыщенного водяного пара

t , °С	P_b , мм рт. ст.	t , °С	P_b , мм рт. ст.	t , °С	P_b , мм рт. ст.	t , °С	P_b , мм рт. ст.	t , °С	P_b , мм рт. ст.
10	9,2	15	12,8	20	17,5	25	23,8	30	31,8
11	9,8	16	13,6	21	18,6	26	25,2	31	33,7
12	10,5	17	14,5	22	19,8	27	26,7	32	35,7
13	11,2	18	15,5	23	21,1	28	28,3	33	37,7
14	12,0	19	16,5	24	22,4	29	30,0	34	39,9

Настоящий экспресс-метод определения карбонатной составляющей цементно-песчаной фракции бетона обеспечивает получение результатов испытаний с точностью ± 1 %, что является достаточным, так как при отборе для анализа образцов в порошкообразном состоянии ошибка может достигать 3 % за счет вероятностного характера распределения карбонизированного цементного камня в смеси с песком.

Для различных классов бетона по прочности на сжатие величина карбонатной составляющей зависит от количества использованного цемента (Ц), В/Ц, способа твердения бетона и др. Одно и то же численное значение карбонатной составляющей для одних бетонов может свидетельствовать о начале карбонизации, а для других – уже о полной карбонизации в рассматриваемом сечении. Таким образом, показатель КС не позволяет объективно оценивать карбонизацию бетона. Для оценки карбонизации необходим параметр, который бы независимо от состава бетона позволял бы оценивать его коррозионное состояние. Таким показателем принята степень карбонизации бетона (показатель СК) – величина, определяющая процент гидроокиси кальция и гидратированных клинкерных материалов, перешедших в карбонаты на разной глубине бетона [7–10].

Показатель СК рассчитывается из пропорции

$$X \% СК_l = \frac{\% КС_l \cdot 100}{\% КС_{\max}} \quad (5)$$

где $СК_l$ и $КС_l$ – соответственно, значения степени карбонизации и карбонатной составляющей, %, в рассматриваемом сечении бетона;

$КС_{\max}$ – максимальное значение карбонатной составляющей.

$$КС_{\max} = ПВК \cdot \alpha \quad (6)$$

где ПВК – предельная величина карбонизации бетона, %;

α – степень гидратации цемента, %.

ПВК характеризует содержание карбонатов в бетоне в массовых процентах при условии, что весь СаО цемента полностью перейдет в СаСО₃. Значения ПВК зависят от состава бетона и определяются по известной массе каждого компонента бетонной смеси.

Показатель ПВК определяется для цементно-песчаной фракции бетона по следующей методике:

1. Рассчитывается масса CaO (m_{CaO}) в цементе для приготовления 1 м^3 бетона:

$$m_{\text{CaO}} = m_{\text{ц}} \cdot 0,6, \quad (7)$$

где $m_{\text{ц}}$ – масса цемента, используемая для приготовления 1 м^3 бетона;
 0,6 – усредненная доля содержания CaO в цементе.

2. Определяется масса CaCO_3 (m) при карбонизации m_{CaO} в 1 м^3 бетона из пропорции

$$\begin{aligned} \frac{M_{\text{CaO}} - M_{\text{CaCO}_3}}{m_{\text{CaO}} - m_{\text{CaCO}_3}} \\ m_{\text{CaCO}_3} = \frac{m_{\text{CaO}} M_{\text{CaCO}_3}}{M_{\text{CaO}}}, \end{aligned} \quad (8)$$

где M_{CaO} – молекулярная масса CaO (56 г/моль, или 56 кг);
 M_{CaCO_3} – молекулярная масса CaCO_3 (100 г/моль, или 100 кг);
 m_{CaO} – масса CaO в 1 м^3 бетона.

3. Рассчитывается масса цементно-песчаной фракции $m_{\text{цп}}$, кг, в 1 м^3 бетона с учетом привеса за счет полного превращения CaO в CaCO_3 :

$$m_{\text{цп}} = 1,15\text{Ц} + \text{П} + (m_{\text{CaCO}_3} - m_{\text{CaO}}), \quad (9)$$

где Ц – масса цемента, кг, в 1 м^3 бетона;
 П – масса песка, кг, в 1 м^3 бетона.

4. Вычисляется значение ПВК, %, из пропорции

$$\begin{aligned} \frac{m_{\text{цп}} - 100\%}{m_{\text{CaCO}_3} - \text{ПВК}} \\ \text{ПВК} = \frac{m_{\text{CaCO}_3} \cdot 100}{m_{\text{цп}}}. \end{aligned} \quad (10)$$

В случаях, когда состав бетона неизвестен, возможно применять усредненные значения ПВК. Так, для бетона класса по прочности на сжатие $\text{C}^{12}/_{15}$ ПВК = 19,5 %; $\text{C}^{16}/_{20}$ – 25,8 %; $\text{C}^{18}/_{22,5}$ – 28,3 %; $\text{C}^{20}/_{25}$

– 30,8 %; $C^{22}/_{27,5}$ – 32,6 %; $C^{25}/_{30}$ – 35,4 %; $C^{28}/_{35}$ – 40,2 %; $C^{30}/_{37}$ – 42,0 %. Для других классов бетона по прочности на сжатие возможно значения показателя ПВК определять интерполированием.

По результатам многолетних исследований карбонизации и ее влияния на состояние защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре [10] предложена балльная оценка степени карбонизации бетона и определены граничные значения показателя СК (таблица 2).

Таблица 2

Оценка бетона по показателю СК

Степень карбонизации, (СК)	Граничные значения показателя СК, %	Состояние бетона
0	< 13	Бетон полностью сохраняет защитные свойства по отношению к стальной арматуре
I	13–26	Потеря защитных свойств по отношению к стальной арматуре. Начало деградации бетона
II	> 26–36	Деградация бетона малой степени интенсивности
III	> 36–47	Деградация бетона средней степени интенсивности
IV	> 47–74	Деградация бетона высокой степени интенсивности
V	> 74	Полная деградация бетона

Заключение. Экспресс-метод определения карбонатной составляющей цементно-песчаной фракции бетона позволяет исследовать именно карбонизацию (образование карбонатов) практически не разрушая бетона ЖБЭ и ЖБК. Преимущество предлагаемого метода – в скорости проведения анализа при достаточной для практических целей точности.

В совокупности с критериями оценки карбонизации (показателя СК) он дает возможность на основании полученных количественных показателей карбонатной составляющей количественно и качественно оценивать степень карбонизации бетона в любом сечении ЖБЭ (ЖБК).

На основании предлагаемого экспресс-метода определения карбонатной составляющей цементно-песчаной фракции бетона и критериев оценки степени карбонизации бетона необходимо создавать нормативный документ для использования при проектировании составов бетона, выборе класса бетона по прочности на сжатие при проектировании ЖБЭ (ЖБК), при обследовании ЖБЭ (ЖБК) с диагностикой их технического состояния.

Список использованных источников:

1. Железобетон в XXI веке: Состояние и перспективы развития бетона и железобетона в России / Госстрой России; НИИЖБ. – М. : Готика, 2001. – 684 с.

2. Васильев, А. А. Карбонизация и оценка поврежденности железобетонных конструкций: [монография] / А. А. Васильев ; М-во образования Респ. Беларусь, Белорус. гос. Ун-т трансп. – Гомель: БелГУТ, 2012. – 263 с.

3. Бетоны конструкций мостовых сооружений. Метод определения степени карбонизации: СТБ 1481-2011. – Введ. 2011-09-30. – Минск: М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2011. – 22 с.

4. Васильев, А. А. О необходимости разработки нормативного документа по обследованию зданий, сооружений и комплексов бого-служебного и вспомогательного назначения / А. А. Васильев // Вестник Белорус. гос. Ун-та трансп. – Гомель: БелГУТ, 2010. – № 2 (21). – С. 83 – 87.

5. Васильев, А. А. К вопросу необходимости учета карбонизации бетона в нормативных документах Республики Беларусь по оценке технического состояния железобетонных элементов и конструкций / А. А. Васильев // Вестник Белорус. гос. Ун-та трансп. – Гомель: БелГУТ, 2017. – № 1 (34). – С. 87 – 88.

6. Васильев, А. А. К вопросу объективности современной оценки и прогнозирования карбонизации бетона на основе индикаторного метода. / А. А. Васильев // Вестник Брестского государственного технического университета. Строительство и архитектура. – Брест, 2020. – № 1. – С. 77 – 80.

7. Комплексная оценка состояния длительно эксплуатируемых железобетонных конструкций: практическое пособие / Т. М. Пецо-

льд [и др.] ; под ред. А. А. Васильева. – Гомель: БелГУТ, 2005. – 31 с.

8. Васильев, А. А. Карбонизация бетона (оценка и прогнозирование): [монография] / А. А. Васильев; М-во образования Респ. Беларусь, Белорус. гос. Ун-т трансп. – Гомель: БелГУТ, 2013. – 304 с.

9. Васильев, А. А. Расчетно-экспериментальная модель карбонизации бетона: [монография] / А. А. Васильев; Белорус. гос. Ун-т трансп. – Гомель: БелГУТ, 2016. – 263 с.

10. Васильев, А. А. Оценка и прогнозирование технического состояния железобетонных конструкций с учетом карбонизации бетона: [монография] / А. А. Васильев; Белорус. гос. Ун-т трансп. – Гомель: БелГУТ, 2019. – 215 с.

11. Васильев, А. А. Исследование карбонизации железобетонных конструкций с момента их изготовления / А. А. Васильев // Материалы, технологии, инструменты. – 2004. – Т. 9, № 4. – С. 30 – 33.

12. Васильев, А. А. Оценка существующей модели карбонизации бетона / А. А. Васильев // Строительная наука и техника. – 2009. – № 1 (22). – С. 54 – 58.

13. Васильев, А. А. Совершенствование оценки и прогнозирования технического состояния железобетонных элементов и конструкций, эксплуатирующихся в различных атмосферных условиях / А. А. Васильев // Проблемы современного бетона и железобетона: сборник научных трудов. – Минск, 2017. – Выпуск 9 – С. 148 – 167.

14. Васильев, А. А. Экспресс-метод определения карбонатной составляющей цементно-песчаной фракции бетона / А. А. Васильев // сб. статей XXII Международной научно-практической конференции. – Пенза: МЦНС «Наука и Просвещение». – 2019. – С. 29 – 34.

**ВЛИЯНИЕ КОМБИНИРОВАННЫХ РЕЖИМОВ
КАРБОНИЗАЦИИ И ХЛОРИСТОСТИ НА СКОРОСТЬ
ПРОНИКНОВЕНИЯ И ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ ХЛОРИДОВ
В БЕТОНАХ: АНАЛИЗ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ
ИССЛЕДОВАНИЙ**

*С. Н. ЛЕОНОВИЧ, Е. Е. ШАЛЫЙ, ИТВИНОВСКИЙ Д. А.,
СТЕПАНОВА А. В., ЖУРАВСКАЯ А. В., МАЛЮК В. В.*

Белорусский национальный технический университет,
Инженерной школы ФГАОУ ВПО «Дальневосточный федеральный
университет», ООО «ИнжСпецСтройПроект»,
Белорусский государственный университет транспорта

Введение.

Коррозия стали в железобетонных конструкциях инициируется либо карбонизацией защитного слоя бетона, либо проникновением хлорида. Оба этих процесса депассивируют углеродистую сталь и делают ее восприимчивой к электрохимической коррозии. Для некоторых типов конструкций воздействие атмосферной зоны в морской среде (карбонизация), и проникновение хлоридов могут происходить и одновременно, и последовательно [1–5]. По мнению Коста и Эплтона [6] бетон в приливной зоне, где содержание внутренней влаги может быть относительно высоким, также подвержен сильной карбонизации и проникновению хлоридов.

Карбонизация и проникновение хлорида последовательно могут также происходить в опорах мостов [7] или бетонных туннельных облицовках в холодных регионах, где каменная соль использовалась зимой для таяния льда и содержит значительное количество хлор-ионов (Cl). Есть ряд доказательств, что коррозия арматуры ускоряется под одновременным воздействием карбонизации и Cl [8–10]. Хотя сульфат также присутствует как в морской воде, так и в каменной соли, комбинированный эффект хлоридов, сульфатов и карбонизации выходит за рамки настоящего исследования. Необходимо изучить совокупное воздействие хлоридов и сульфатов с карбонизацией или без нее с тем, чтобы в

полной мере понять поведение бетонов в морской среде. Есть ряд публикаций по этому направлению, но их недостаточно для рекомендаций по изменению практики проектирования железобетонных конструкций в этих комбинированных средах воздействия [11, 12].

Во время карбонизации бетона CO_2 вступает в реакцию с продуктами гидратации цемента и приводит к снижению щелочности (рН), которая препятствует иницированию коррозии. В то же время, продукты карбонизации (в первую очередь карбонат кальция) занимают больше места, чем продукты гидратации цемента. При влиянии на них карбонизации отмечается снижение проникающих свойств бетонов [13, 14]. С другой стороны, карбонизация может вызвать усадку гидратированной цементной пасты в бетоне, что увеличит проницаемость [15]. В результате обоих этих эффектов дальнейшее проникновение CO_2 в бетон изменяется, и скорость проникновения CO_2 становится не простой функцией начальных свойств проницаемости бетона. Для проникновения хлорида в бетон основным физическим эффектом является снижение пористости и свойств проникновения за счет эффекта заполнения пор вновь образованного хлоралюмината кальция, или соли Фриделя, когда Cl реагирует с алюминатной фазой в гидратированной цементной пасте [16]. Известно также, что карбонизация может высвобождать связанные хлориды, приводя к перераспределению хлоридов в бетоне [17, 18]. Поэтому, когда происходит одновременная или последовательная карбонизация и проникновение хлоридов, их совокупное воздействие на иницирование коррозии не очевидно из-за сложных взаимодействий между химическими и физическими эффектами карбонизации и проникновения хлоридов.

Исследования проникновения CO_2 и Cl в бетоны в прошлом основывались главным образом на их независимых эффектах. В большинство из них вводили зависящий от времени коэффициент для учета изменений скорости карбонизации или проникновения хлоридов [16, 19, 20]. В случае комбинированного воздействия карбонизации и хлорида, когда они действуют последовательно или одновременно, осложняются реакции CO_2 или Cl с продуктами гидратации цемента и их дальнейшие реакции с ранее образовавшимися продуктами карбонизации и проникновения

хлорида. Исследование распределения pH и Cl в бетоне при комбинированных эффектах является необходимым первым шагом для понимания этого сложного механизма. Такие исследования весьма ограничены.

Предыдущие исследования комбинированного проникновения CO₂ и Cl в бетон были сосредоточены на получении зависимостей между продолжительностью воздействия и глубиной карбонизации и проникновения хлоридов [9–17]. Некоторые исследователи [18, 21] указывали на химические реакции в гидратированной цементной пасте во время комбинированного процесса. Однако этих результатов недостаточно для установления физических и химических эффектов комбинированных процессов, в частности изменений щелочности и проникновения хлоридов в бетоны. Поэтому было проведено исследование для определения влияния комбинированных режимов карбонизации и попадания хлоридов на распределение хлоридов в различных типах бетона для понимания их последствий этого для прогнозирования срока службы железобетонных конструкций.

Экспериментальная программа.

Подробная информация об экспериментальной программе этого исследования кратко излагается ниже.

В таблице 1 приведены пропорции смеси различных бетонных смесей, используемых в данном исследовании. Все смеси были отобраны в соответствии с BS EN 206 для бетона [22], подверженного воздействию сред XC2, XD2 и XS2, и для ожидаемого срока службы 50 лет [23]. Они имели w/b = 0,55 и общее содержание вяжущего 320 кг/м³. Использовались три типа вяжущих веществ, портландцемент (PC), пылевидная топливная зола (PFA) и микрокремнезем (MS). В зависимости от w/b и типа используемого вяжущего, три смеси обозначаются как 0.55PC, 0.55PFA и 0.55PFA + MS. Пропорции смеси приведены в таблице 1, которая учитывает изменения удельного веса цементирующих материалов при расчете содержания заполнителя. Суперпластификатор на основе поликарбоксилата использовался для достижения осадки конуса на 50–90 мм (класс S2 в BS EN 206). Перед перемешиванием все агрегаты сушили в шкафу при 105 (±5)С в течение 24 ч и давали остыть до комнатной температуры (20 ± 2 С) еще не менее 24 ч. Вода, необходимая заполнителям,

учитывалась в общем количестве воды, использованной при изготовлении бетона (указано в таблице 1).

1. Были отформованы три вида бетонных блоков:

а) блоки размером 150 x 150 x 80 мм с четырьмя встроенными трубами ПВХ разной длины (10, 20, 30 и 40 мм) были отформованы (рис. 1) для контроля относительной влажности (RH) бетона при кондиционировании и карбонизации [24];

б) блоки размером 500 x 500 x 80 мм были отформованы для забивки цилиндрических образцов диаметром 75 мм длиной 80 мм. После каждого режима воздействия использовались два баллона для определения степени карбонизации и степени проникновения хлоридов. Используемые методы описаны на этапах (g) и (h) ниже;

в) блоки размером 230 x 230 x 80 мм отформованы для определения проницаемости бетонов под воздействием различных режимов воздействия.

2. Все виды образцов отливали в фанерных формах, а затем накрывали полиэтиленовым листом и выдерживали в помещении при температуре $20 (\pm 2)$ °C в течение 24 ч. Затем образцы были еще твердели в течении 55 дней, что включало период водяного твердения бетона в течение 6 дней и хранение в помещении при $20 (\pm 1)$ C и $60 (\pm 5)$ % относительной влажности в течение 49 дней. Перед тем, как образцы подвергали карбонизации или воздействию хлоридов в соответствии с процедурой, описанной на этапе (f) ниже, они твердели в течение 4 месяцев. На рис. 2 представлена блок-схема экспериментального процесса, примененного в данном исследовании.

3. Независимый и комбинированный режимы карбонизации и входа хлоридов обозначаются как xCl , yCO_2 , $yCO_2 + xCl$ и $xCl + yCO_2$, где x и y указывают соответственно продолжительность воздействия на образцы хлоридов и диоксида углерода. Например, $yCO_2 + xCl$ указывает на то, что бетоны подвергались воздействию комбинированного режима карбонизации и проникновения хлоридов, начиная с « y » месяцев карбонизации и последующего погружения в раствор хлорида в течение « x » месяцев. xCl указывает, что эти образцы подвергались воздействию « x » месяцев проникновения хлорида.

4. Образцы, которые сначала подвергались карбонизации (т. е. yCO_2 и $yCO_2 + xCl$), в условиях последовательной относительной влажности $65 (\pm 2) \%$ перед воздействием CO_2 в соответствии с процедурой Рассела. В соответствии с этой процедурой испытательные образцы $150 \times 150 \times 80$ мм (рис. 1) сначала сушили в печи при $40 (\pm 2) \text{ }^\circ\text{C}$ для испарения влаги с открытой поверхности. Значение RH измеряли на глубине 10 мм, 20 мм, 30 мм и 40 мм емкостным резус-зондом с использованием вставок из ПВХ (рис. 1). Как только среднее значение RH в бетоне глубиной 0–40 мм достигло значения 60–70 %, все образцы были извлечены из печи, и каждый из них был герметизирован полиэтиленовым листом и пакетной лентой.

Таблица 1

Пропорции бетонных смесей

Смесь	w/b	Тип связующего и его содержания, (%)	Количество (кг/м ³)							
			PC	PFA	MS	Песок	10 mm	20 mm	Суперпластификаторы	Вода
0.55PC	0.55	PC(100)	320	0	0	683	663	663	1.60	176
0.55PFA	0.55	PC(70) + PFA(30)	224	96	0	677	658	658	1.68	176
0.55PFA + MS	0.55	PC(85) + PFA(10) + MS(5)	272	32	16	679	659	659	2.18	176



Рисунок 1. Бетонные блоки размером $150 \times 150 \times 80$ мм вместе с вставками из ПВХ и различными приспособлениями для создания отверстий для контроля внутренних значений относительной влажности

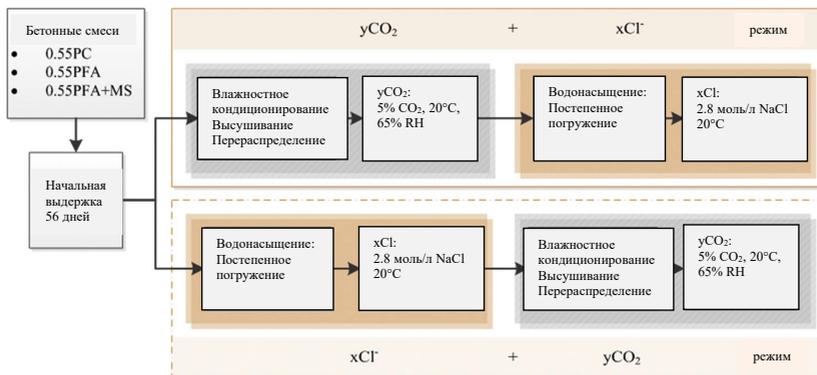


Рисунок. 2. Блок-схема экспериментальных процессов

Впоследствии блоки были перенесены в печь $50 (\pm 2) ^\circ\text{C}$ для перераспределения их внутренней относительной влажности до достижения на четырех глубинах 10, 20, 30 и 40 мм постоянной относительной влажности $65 (\pm 2) \%$. Образцы были карбонизированы и для исследования $y\text{CO}_2 + x\text{Cl}$ были насыщены водой постепенным погружением их в течение 9 дней, с последующим погружением в раствор хлорида. Аналогичным образом, образцы $x\text{Cl} + y\text{CO}_2$ были сначала насыщены водой (до воздействия хлоридов), а после x месяцев воздействия хлоридов образцы были помещены в условия с относительной влажностью $65 (\pm 2) \%$ до начала воздействия карбонизации, которое продолжалось в течение y месяцев.

Для карбонизации среда воздействия поддерживалась на уровне $20 (\pm 1)^\circ\text{C}$, $5 (\pm 0,1) \%$ CO_2 и $65 (\pm 2) \%$ относительной влажности; для проникновения хлоридов раствор воздействия составлял 165 г/л NaCl (2,8 моль/л) и контролировался при температуре $20 (\pm 1)^\circ\text{C}$ [25]. Как в независимом, так и в комбинированном режимах максимальная продолжительность процессов карбонизации и проникновения хлоридов составляла три месяца. После каждого назначенного режима испытаний два цилиндрических образца каждой смеси доставали из среды воздействия. Впоследствии пробы порошка извлекли профильным шлифованием с экспозиционной поверхности слоями глубиной до 30 мм. В зоне, которая находилась близко к поверхности воздействия (0–5 мм), степень карбонизации и концентрация хлоридов были относительно

высокими. Поэтому пробы порошка извлекали с глубины через 1 мм для оценки их изменения. На внутренних глубинах (более 5 мм) степень карбонизации, а также концентрация хлоридов были соответственно малы, и, следовательно, образцы пыли были собраны от слоя бетона глубиной от 2 до 3 мм.

Определяли рН раствора, который указывает на щелочность бетона рН [26, 27]. Для этого 1 ($\pm 0,001$) г пробы порошка из каждого слоя переваривали в 20 мл деионизированной воды. Путем дальнейшего анализа результатов было установлено количество потребляемого ОН на разных глубинах образцов с использованием формулы (1), где рН₀ и рН_х являются результатами рН, измеренными до и после воздействия.

$$\begin{aligned} \text{Потребляемый ОН}^- &= \text{первоначальный ОН}^- - \\ \text{оставшийся ОН}^- &= 10^{\text{рН}_0-14} - 10^{\text{рН}_x-14}. \end{aligned} \quad (1)$$

Содержание кислоторастворимых хлоридов в пробах порошка, извлеченных из различных глубин испытуемых образцов, анализировали в соответствии с рекомендациями RILEM TC 178-TMC [28].

Во время воздействия проницаемость бетона измеряли с помощью системы проницаемости [29] и теста на миграцию хлорид-ионов трех блоков 230 x 230 x 80 мм [30].

Обсуждение результатов.

Бетоны, подвергающиеся хлоридному погружению с последующим режимом карбонизации ($x\text{Cl}^- + y\text{CO}_2$).

Поскольку образцы, использованные в исследовании, подвергались воздействию двух агрессивных сред последовательно, в этом режиме на ход карбонизации в бетонах влияют не только свойства бетонов, но и Cl в них. Поэтому в настоящем разделе сначала обсуждаются результаты независимого режима проникновения хлоридов, а затем результаты стадии карбонизации.

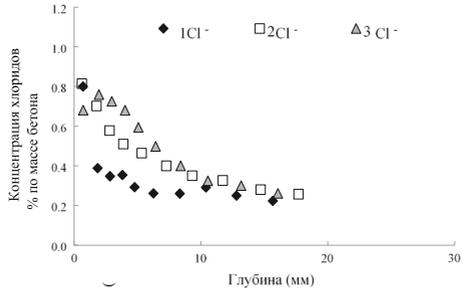
Влияние первоначального независимого воздействия хлоридов на распределение хлоридов ($x\text{Cl}^-$).

Распределение Cl⁻ в бетонах при начальном режиме воздействия xCl⁻ представлено на рис. 3. На рис. 3, а показано, что на любой заданной глубине концентрация хлорида увеличивалась в период с 1 до 3 месяцев. Это указывает на то, что Cl⁻ непрерывно проникал в 0,55PC в течение трех месяцев погружения. Напротив, про-

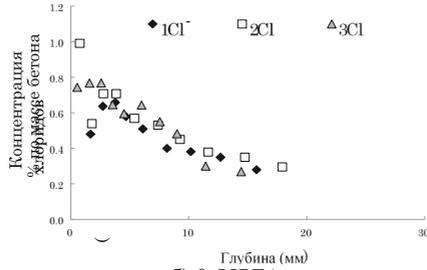
никновение Cl^- в основном происходило в первый месяц как в образцах 0.55PFA (рис. 3, б), так и в образцах 0.55PFA + MS (рис. 3, в). Увеличение продолжительности погружения не приводило к какому-либо очевидному увеличению проникновения хлорида.

Кроме того, результаты, приведенные в таблице 2, показывают, что для трех бетонов содержание хлоридов в поверхностном слое 0–1 мм (называемом в этой статье C_s) не изменялось в какой-либо значительной степени с увеличением продолжительности погружения. Значения для трех бетонов были близкими (около 0,8 % по массе бетона). Эти данные C_s противоречат другим опубликованным данным, полученным из регрессионного анализа профилей хлоридов для бетонов, содержащих дополнительные цементирующие материалы [31]. Таким образом значение C_s увеличивается со временем, но значения для различных смесей в этом исследовании были очень близки после периода 18 месяцев погружения в раствор хлорида (концентрация 0,51 моль/л раствор NaCl; отношение w/b бетонов = 0,5).

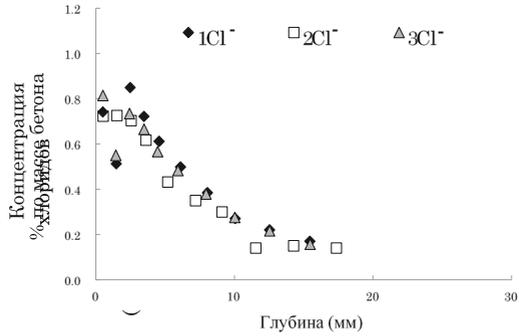
По сравнению с бетонами PC поры в бетонах PFA и MS имеют меньший диаметр из-за их продолжающейся гидратации, что приведет к более медленной диффузии Cl^- [32, 33]. Кроме того, некоторые продукты гидратации цемента, такие как алюминатные фазы и гель CSH, которыми обогащены бетоны PFA и MS соответственно, могут связывать Cl^- . Процесс связывания может еще больше уменьшить диаметр пор [10, 34, 20]. Таким образом, незначительное попадание Cl^- в два типа бетона, содержащего дополнительные цементирующие материалы (SCM) после первого месяца погружения, видно на рис. 3, б и в. Напротив, такой эффект был менее очевиден для PC-бетона на рис. 3, а.



а) 0.55PC



б) 0.55PFA



в) 0.55PFA+MS

Рисунок 3. Распределение Cl⁻ в бетонах при xCl⁻ режиме

Таблица 2

Развитие C_s в режиме xCl^*

	1 Cl ⁻	2 Cl ⁻	3 Cl ⁻
0.55PC	0,81 (0,01)	0,75 (0,09)	0,67 (0,01)
0.55PFA	0,47 (0,02)	0,78 (0,30)	0,75 (0,01)
0.55PFA+MC	0,63 (0,16)	0,73 (0,01)	0,82 (0,01)

* Значения в скобках указывают на стандартное отклонение результатов испытаний двух отдельных цилиндрических образцов.

Накопление Cl^- на поверхности бетона является сложным процессом и регулируется многими факторами, включая хлоридсвязывающую способность продуктов гидратации цемента [35], ионный обмен между Cl^- и другими ионами, которые существуют в бетонах, например, OH^- [36, 37], и диффузию Cl^- в поровом растворе из-за градиента концентрации. Эти процессы связаны с физическими характеристиками капиллярных пор и химическими свойствами гидратированных связующих, а именно с содержанием СН и связывающей способностью хлоридов. Бай и др. [31] указали, что тип вяжущего оказывает ограниченное влияние на значение C_s при стабилизации проникновения хлорида в поверхностный слой (подвергается воздействию 0,51 моль/л NaCl). Обычно это занимает более года в бетонах, содержащих SCM. Содержание поверхностных хлоридов стабилизировалось очень быстро, почти в течение месяца после начала погружения в раствор NaCl 2,82 моль/л.

Влияние карбонизации образцов, подвергшихся воздействию хлоридов, на распределение хлоридов ($3Cl^- + yCO_2$).

В режиме $3Cl^- + yCO_2$ до того, как образцы, подвергшиеся воздействию хлоридов, подвергались ускоренной карбонизации, их выдерживали в печи для достижения равномерной относительной влажности 65 (± 2) %. Поскольку движение влаги на этом этапе предварительного кондиционирования может привести к движению Cl^- , которое существовало в бетонах. Распределение Cl^- в трех бетонах до и после процесса кондиционирования RH, представлено на рис. 4. Как видно из этого рисунка разница в распределениях Cl^- из-за вышеупомянутой предварительной подготовки незначительна. Таким образом, можно сделать вывод, что режим резус-

кондиционирования, используемый в этом исследовании, не привел к какому-либо заметному перераспределению Cl^- в образцах.

Распределение Cl^- после воздействия режима $3\text{Cl}^- + \text{yCO}_2$ (т. е. 3 месяца в растворе хлорида с последующим периодом до 3 месяцев карбонизации) представлено на рис. 5. Полученные значения C_s обобщены в таблице 3.

На основе полученных результатов можно сделать следующее заключение:

1. Значение C_s уменьшилось в результате карбонизации.
2. Карбонизация привела к перераспределению хлоридов на большие глубины.
3. Пиковое содержание хлоридов переместилось внутрь.

Перераспределение Cl^- из-за карбонизации загрязненного хлоридом бетона считается обусловленным высвобождением Cl^- , который ранее был связан в продуктах гидратации, и изменениями микроструктуры бетона. Об этом уже сообщали Тан и Нильссон [38] и Невилл [10]. Движение высвобождаемого Cl^- на большие глубины можно рассматривать как обусловленное следующими причинами:

1. Поддержание равновесия свободного Cl^- на различных глубинах (т. е. процесс диффузии) бетонов;
2. Поддержание баланса электрического заряда между катионами и анионами, в частности баланс между OH^- и Cl^- ;
3. Карбонизация приводит к уплотнению микроструктуры поверхностных слоев бетона и вынуждает высвобождаемый Cl^- двигаться внутрь;
4. Вода, образующаяся в результате карбонизации и последующего перераспределения влаги, переносит свободные хлориды в новое положение внутри.

Как видно из рис. 5 и таблицы 3 снижение значения C_s произошло в течение первого месяца карбонизации и дальнейшее продолжение карбонизации не оказало аналогичного эффекта. Чтобы объяснить это, профиль потребляемого OH^- представлен на рис. 6. Из рисунка понятно, что в течение последних двух месяцев карбонизации количество потребляемого OH^- в приповерхностной зоне (0–3 мм) каждой смеси не имело заметного увеличения. Поскольку способность связывания хлоридов определяется рН [39], можно также констатировать, что бетоны в этой области не имели

каких-либо очевидных изменений в их хлоридсвязывающей способности. Ранее связанные ионы хлорида в приповерхностной области высвобождались в результате карбонизации (в течение первого месяца), и эти Cl^- могли свободно перемещаться внутрь, что приводило к снижению общего Cl^- в приповерхностной области и увеличению на больших глубинах. В течение последних двух месяцев карбонизации дальнейшее снижение рН происходило на внутренних глубинах (>3 мм), что приводило к непрерывному высвобождению связанного Cl^- в этой области. Поэтому максимум содержания хлоридов непрерывно перемещается внутрь.

Влияние различной продолжительности хлоридного погружения с последующим 3-месячной карбонизацией на распределение хлоридов ($x\text{Cl}^- + 3\text{CO}_2$).

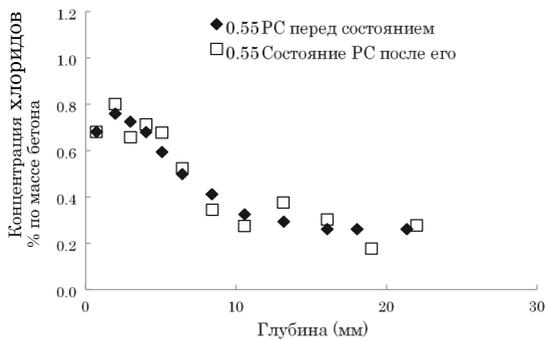
Распределение Cl^- в бетонах, подвергшихся воздействию трех различных по продолжительности воздействий хлоридов с последующим трехмесячной ускоренной карбонизацией (режим $x\text{Cl}^- + 3\text{CO}_2$), представлено на рис. 7. Для демонстрации влияния карбонизации на хлоридные профили, профиль хлорида 3Cl^- (т. е. хлоридный профиль после 3 месяцев погружения в раствор хлорида без воздействия карбонизации) также нанесен на рисунках. Для каждой из трех смесей были получены аналогичные результаты, а именно:

1. Для каждого типа бетона карбонизация в течение трех месяцев после погружения в хлориды привела к дальнейшему проникновению хлоридов внутрь.

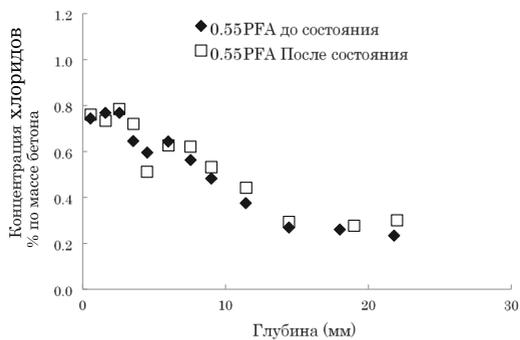
2. При сравнении с данными на рис. 3 для трех различных по длительности погружений в раствор хлорида наблюдалось увеличение концентрации Cl^- на всех глубинах на рис. 7, когда бетоны подвергались карбонизации после трех различных по продолжительности погружений в хлоридный раствор.

3. Значение C_s для трех смесей были близкими и сопоставимы с режимом $3\text{Cl}^- + 3\text{CO}_2$.

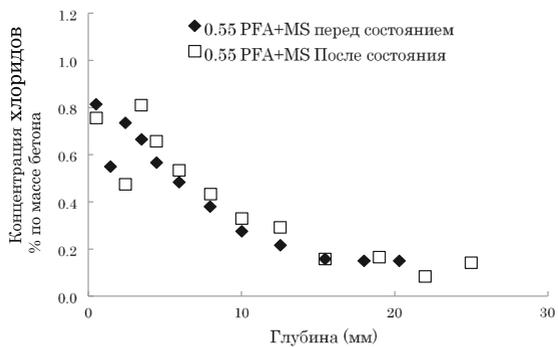
4. Пиковые значения содержания хлоридов и их расположение были различными для трех смесей.



а) 0.55PC

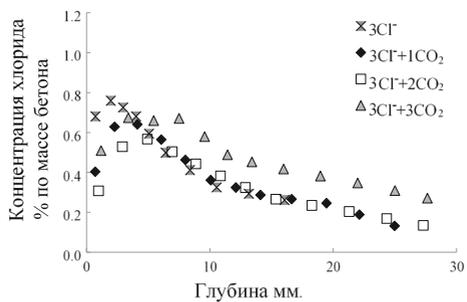


б) 0.55PFA

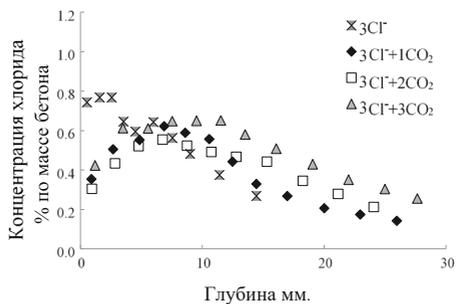


в) 0.55PFA+MS

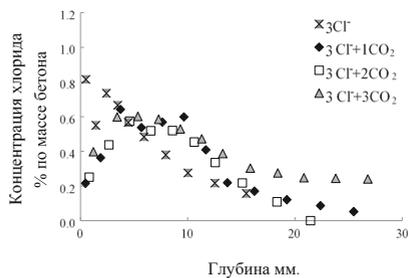
Рисунок 4. Распределение Cl^- до и после состояния RH



а) 0.55PC



б) 0.55PFA



в) 0.55PFA+MS

Рисунок 5. Распределение Cl в бетонах, подвергающихся воздействию режима $3Cl + uCO_2$

Таблица 3

C_s бетонов в режиме $3\text{Cl}^- + \text{yCO}_2^*$

	3 Cl	3 Cl+ 1CO ₂	3 Cl+ 2CO ₂	3 Cl+ 3CO ₂
0.55PC	0,67 (0,01)	0,43 (0,04)	0,32 (0,01)	0,50 (0,02)
0.55PFA	0,75 (0,01)	0,39 (0,05)	0,36 (0,06)	0,44 (0,02)
0.55PFA + MS	0,82 (0,01)	0,25 (0,04)	0,24 (0,01)	0,43 (0,04)

* Значения в скобках указывают стандартное отклонение результатов испытаний двух отдельных цилиндрических образцов.

Учитывая, что на рис. 3 не было большой разницы между тремя профилями для смесей 0.55PFA и 0.55PFA + MS, данные о дальнейшем проникновении хлоридов в эти бетоны после 3 месяцев карбонизации, являются неожиданными (рис. 7). Это может быть артефакт экспериментальных процедур или химическое поведение, которое не может быть объяснено без проведения дальнейшего микроструктурного анализа. Поэтому необходимо провести дальнейшее исследование.

Как и в случае режима $3\text{Cl}^- + \text{yCO}_2$, представленного на рис. 5, наблюдалось снижение значений C_s по сравнению с концентрациями Cl^- в бетонах. Это происходит благодаря высвобождению связанного Cl^- из вяжущих веществ в результате карбонизации и последующих физико-химических изменений.

Сравнение местоположения пиковой концентрации хлоридов между тремя бетонами показало, что пик находится на уровне большей глубины для 0.55PFA по сравнению с двумя другими бетонами. Это свидетельствует о быстром прогрессе карбонизации в загрязненном хлоридом бетоне 0.55PFA, что зафиксировал Дхир [40], в результате чего хлориды отжимаются внутрь быстрее, чем в двух других бетонах.

Общее обсуждение вопроса о воздействии сначала хлоридов на бетоны, а затем карбонизации.

Для большинства типов бетонов карбонизация происходит медленнее по сравнению с проникновением хлоридов. Данные

свидетельствуют о том, что при отсутствии карбонизации хлориды будут постоянно проникать в бетоны с различной скоростью в зависимости от типа вяжущего. Напротив, когда эти бетоны подвергаются карбонизации после периода воздействия хлоридов, влияние на распределение хлоридов в бетонах зависит как от продолжительности воздействия CO_2 и хлоридов, так и от типа вяжущего. В целом, карбонизация бетонов, загрязненных хлоридами, приводит к высвобождению связанных хлоридов. Это направляет хлориды внутрь и приводит к коррозии стальной арматуры. Кроме того, поскольку степень карбонизации может быть различной для различных типов вяжущих веществ, вышеуказанный эффект может быть значительным в некоторых типах бетонов, таких как PFA. Поэтому важно учитывать комбинированное воздействие хлоридов и карбонизации при проектировании железобетонных конструкций в морских и аналогичных условиях воздействия.

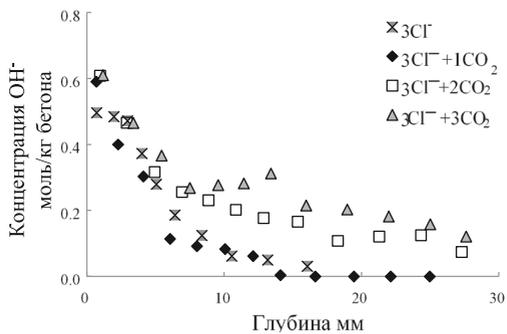
Бетоны, подвергающиеся карбонизации с последующим погружением в хлориды ($\text{uCO}_2 + \text{xCl}^-$).

Ранее был установлен эффект карбонизации хлоридно-загрязненных бетонов. В данном разделе обсуждается влияние карбонизации на последующее проникновение Cl^- на основе результатов, полученных из режимов $\text{uCO}_2 + \text{xCl}^-$.

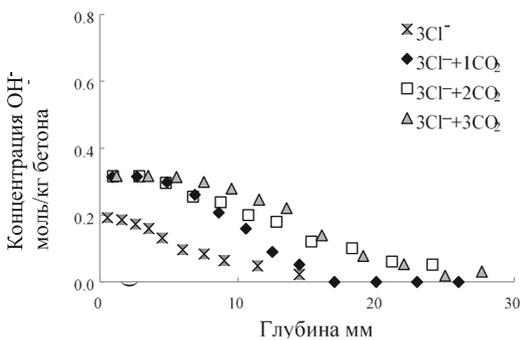
Влияние карбонизации на потребляемые ОН⁻.

Прежде чем оценить влияние хлоридного погружения карбонизированных бетонов на распределение хлоридов внутри бетонов, исследуется влияние различной продолжительности самой карбонизации. Это делается путем сравнения эффекта длительности карбонизации по воздухопроницаемости, коэффициенту миграции хлоридов и потребляемому ОН⁻.

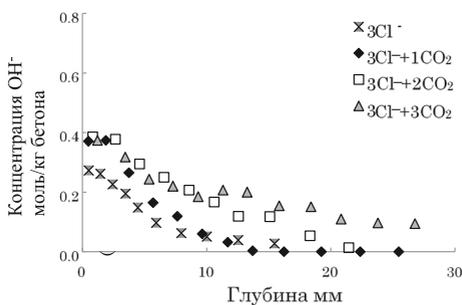
Для количественной оценки влияния карбонизации на свойства проникновения в приповерхностной области были проведены испытания на воздухо- и хлоридопроницаемость, результаты которых представлены на рис. 8. Наблюдалось значительное увеличение коэффициента миграции хлоридов из-за длительной карбонизации, тогда как влияние на воздухопроницаемость было довольно незначительным, за исключением микрокремнезема.



а) 0.55PC

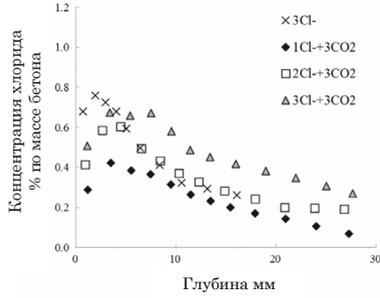


б) 0.55PFA

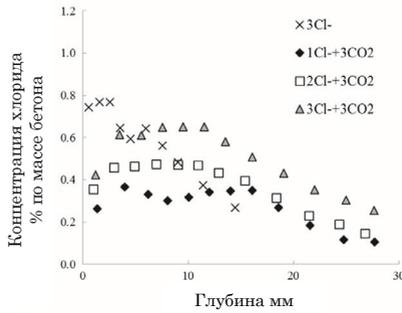


в) 0.55PFA+M

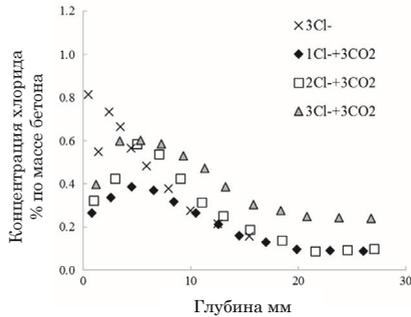
Рисунок 6. Потребляемый OH^- в бетонах, подвергающихся воздействию режима $3\text{Cl}^- + \gamma\text{CO}_2$



а) 0.55PC



б) 0.55PFA



в) 0.55PFA+MS

Рисунок 7. Распределение Cl в бетоне подвергается воздействию режима $xCl^- + 3CO_2$

Эти различия в поведении между воздухопроницаемостью и миграцией хлоридов зависят от характера и степени влияния изменений в структуре пор вследствие карбонизации в приповерхностной области этих бетонов. Процесс карбонизации вызывает осаждение кальцита в поры и, следовательно, должны уплотнить микроструктуру. Однако также известно, что карбонизация вызывает растрескивание из-за усадки, особенно когда происходит ускоренная карбонизация. Этим можно объяснить заметное увеличение воздухопроницаемости для микрокремнезема. Результаты на рис. 8, в частности, коэффициенты миграции хлоридов также свидетельствуют о наличии трещин, вызванных карбонизацией, во всех трех бетонах.

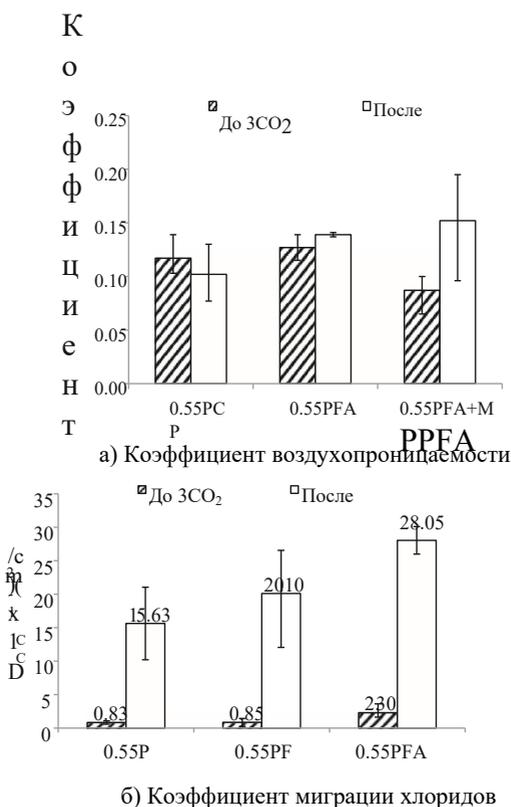


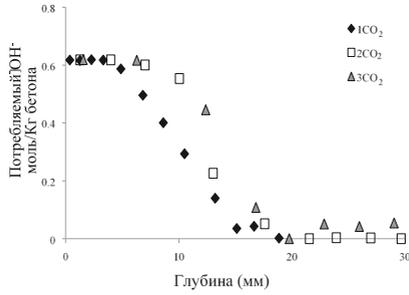
Рисунок 8. Влияние карбонизации на проницаемость бетонов

Количество потребляемого ОН, рассчитанное в соответствии с уравнением. (1), показано на рис. 9, как изменение показателя рН ввиду карбонизации. Не использовался традиционный фенол-фаталейн из-за его ограничения в различении изменений рН при разных степенях карбонизации бетонов, содержащих дополнительные цементирующие материалы [43]. Для трех типов бетонов изменение потребляемого ОН замедляется после 1 месяца карбонизации. Это указывает на то, что микроструктурные изменения в течение первого месяца карбонизации замедлили дальнейшее проникновение углекислого газа в бетон. Это может противоречить результатам проникновения, представленным на рис. 8, где показано увеличение проницаемости из-за карбонизации, а именно из-за образования микротрещин в процессе карбонизации.

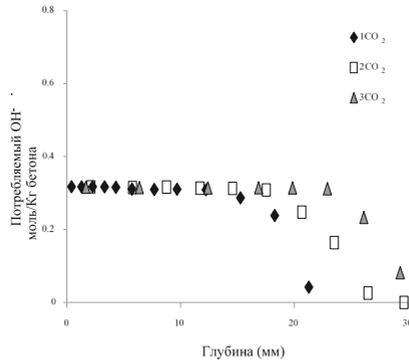
Самое высокое потребление ОН при карбонизации было зафиксировано для бетонов РС ввиду наличия достаточного количества $\text{Ca}(\text{OH})_2$ для буферизации снижения рН при карбонизации. Из-за низкого содержания РС в бетонах 0,55 PFA наблюдалось относительно низкое потребление ОН на всех глубинах. Тем не менее, расход ОН был почти постоянным до 20–30 мм для бетонов 0,55PFA, что указывает на то, что эти бетоны карбонизированы намного глубже, чем их аналоги РС. На рис. 9, в видно, что для бетонов 0,55PFA + MS происходит внезапное снижение потребления ОН на глубине около 7 мм. Этот бетон имеет только 85 % РС и, следовательно, он имеет более низкую доступность ОН к карбонату по сравнению с аналогом РС. Это отразилось на довольно низком значении потребления ОН ближе к поверхности.

Проникновение ионов хлоридов в карбонизированные бетоны (${}_3\text{CO}_2 + x\text{Cl}$).

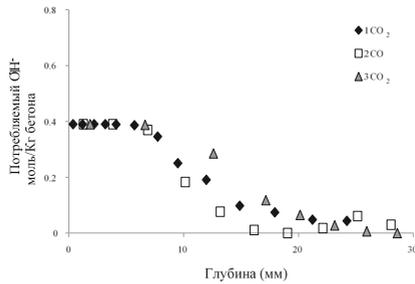
На рис. 10 показано, что 3 месяца карбонизации сильно повлияли на последующее проникновение хлоридов.



а) 0.55PC



б) 0.55 PFA

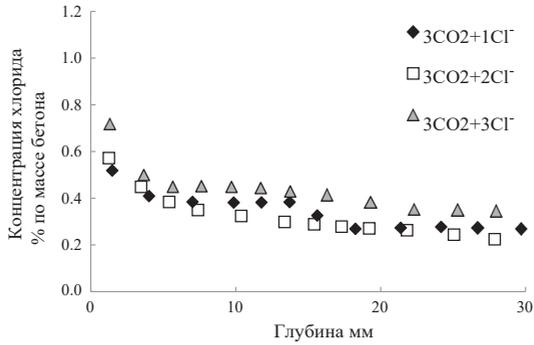


в) 0.55PFA+MS

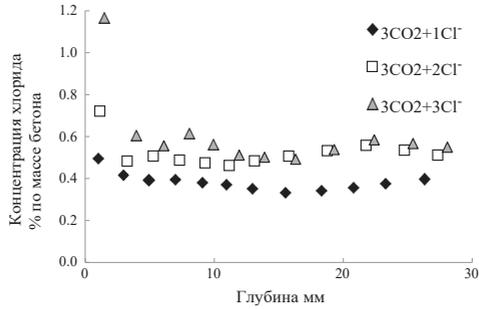
Рисунок 9. Потребление OH⁻ в течение трех месяцев карбонизации

Профиль более или менее плоский во всех случаях. Эти результаты подтверждают, что карбонизация оказала пагубное воздействие на перенос хлоридов во всех трех бетонах. Можно также отметить, что продление воздействия оказывает незначительное влияние на хлоридный профиль в пределах 30 мм. Снижение рН из-за карбонизации также влияет на поток хлоридов, а также в некоторой степени на связующую способность. В отличие от предыдущих случаев, нет соли Фриделя, которая может разлагаться во время карбонизации. Поскольку рН в карбонизированном бетоне низкий, ожидается, что соль Фриделя не образовалась во время погружения хлоридов после карбонизации. Более высокая концентрация хлоридов в приповерхностном слое, чем на внутренних глубинах может быть обусловлена увеличением количества хлоридных солей, осажденных в трещинах, вызванных карбонизацией в приповерхностной области.

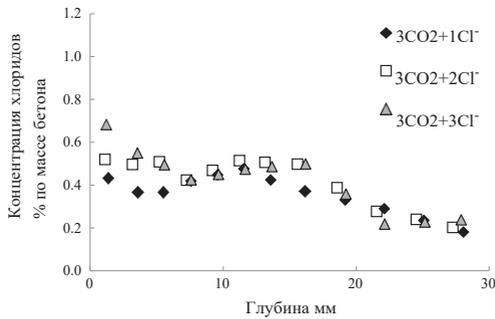
На рис. 11 представлено распределение Cl^- в бетонах, подвергшихся режиму $\text{uCO}_2 + 3\text{Cl}^-$. Эти результаты показывают, что по сравнению с некарбонизированными образцами, подвергшимися воздействию хлоридов в течение трех месяцев, погружение карбонизированных бетонов в раствор хлоридов привело к снижению концентрации хлоридов в приповерхностной зоне (но не имело связанного с этим снижения значений C_s во всех случаях) и увеличению на больших глубинах. Для всех карбонизированных образцов, подвергшихся трехмесячному погружению в хлориды, можно увидеть плоский хлоридный профиль. Эта форма указывает на высокодиффузный поток хлоридов. Предполагают, что хлориды могут достигать уровня армирования в карбонизированных бетонах гораздо быстрее, чем в некарбонизированных. Можно также отметить, что продление карбонизации более, чем на месяц привело лишь к незначительному увеличению концентрации Cl^- в образцах.



а) 0.55PC

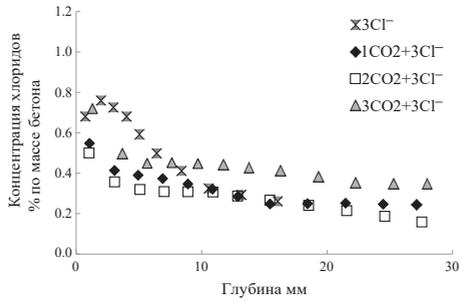


б) 0.55 PFA

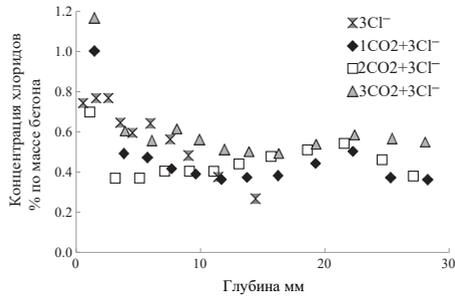


в) 0.55PFA+MS

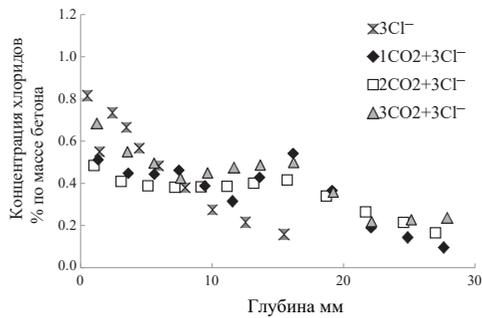
Рисунок 10. Распределение Cl для режима 3CO2 + xCl



а) 0.55PC



б) 0.55 PFA



в) 0.55PFA+MS

Рисунок 11. Распределение Cl^- в бетонах, подвергающихся воздействию режима $\text{uCO}_2 + 3\text{Cl}^-$

Анализ воздействия хлоридов на бетоны после карбонизации.

Анализируются бетоны, которые находятся в обшитой среде (например, опоры моста или мостовой настил) или защищены специальной обработкой поверхности. В первом случае вначале воздействует карбонизация, а затем утечка через компенсационные швы может допустить хлориды в бетон. В последнем случае обработка поверхности предотвратит попадание хлоридов, но позволит дышать бетону. В таких случаях карбонизация вполне может прогрессировать изначально, но при постоянном воздействии ультрафиолетового излучения защитные свойства поверхностной обработки против проникновения хлоридов со временем ослабевают. В обоих этих случаях существует серьезная проблема, поскольку хлориды могут проникать глубоко и в больших количествах из-за наличия вызванных карбонизацией трещин усадки в приповерхностной зоне. Эта комбинация может быть гораздо более серьезной, чем предыдущая более реалистичная ситуация, особенно для определенных типов бетонов [44–51].

Результаты обоих комбинированных режимов, указывают на то, что модели срока службы, не учитывают эти интерактивные эффекты на различные типы вяжущих веществ и тем самым недооценивают срок службы железобетонных конструкций, как например, в таких условиях облицовка туннелей.

Выводы.

1. На основе экспериментальных результатов, представленных в данной работе, были сделаны следующие выводы:

2. Во время погружения бетонов в раствор хлорида в течение трех месяцев проникновение Cl в бетон РС происходило в течение всего времени. Однако для двух бетонов, содержащих PFA и MS, проникновение Cl было в первый месяц. Это подтверждает уже установленные преимущества этих цементирующих материалов для снижения проникновения хлоридов в бетоны.

3. Содержание хлоридов в приповерхностном слое бетона чувствительно к режиму воздействия. После погружения в хлоридный раствор в течение трех месяцев значение C_s для трех бетонов составляло около 0,8 % от массы бетона. При воздействии последующего процесса карбонизации значение C_s уменьшалось до значений в диапазоне 0,2–0,5 %.

4. Установлено, что влияние карбонизации на проникновение хлоридов зависит от их последовательности возникновения. Когда бетоны подвергаются воздействию хлоридов с последующей карбонизацией, Cl перераспределяются на стадии карбонизации, и степень этого перераспределения связана со степенью карбонизации образцов. Однако, когда карбонизированные бетоны подвергаются воздействию хлоридов, наблюдается повышенное проникновение хлоридов гораздо глубже в бетон из-за вызванного карбонизацией микротрещинообразования в приповерхностной области.

5. Результаты, представленные в этой статье, иллюстрируют сложные взаимодействия. Они могут нарушить любую модель прогноза срока службы, которая не учитывает эти интерактивные эффекты и различную природу их для разных типов бетонов.

Список использованных источников:

1. Кастро, Э. И. Морено, Х. Генеска, Влияние морского микроклимата на карбонизацию железобетонных зданий, Цемент. Бетон. 30 (10) (2000) 1565-1571.

2. Т. У. Мохаммед, Х. Хамада, Т. Ямаджи, Бетон после 30 лет воздействия – Часть II: Проникновение хлоридов и коррозия стальных стержней, Журнал Американского института бетона 101 (1) (2004) 13 – 18.

3. М. Морадян, М. Шекарчи, М. Абдолла, Р. Алидади, Оценка долгосрочной эффективности 50-летнего причала на юге Ирана. 26 (5) (2012) 633 – 643.

4. Х. Чжао, Ю. М. Чжан, Дж. Мин, Испытания и оценка прочности конструкционного бетона на пристани для яхт Нинбо. 5 (2013) 54 – 60.

5. Ю. Д. Сонг, Дж.Х. Лю, Ф. Х. И, Б. Сюй, Р.Ж., Исследование эффективности бетона в морской среде, Приложение. Матер. 345 (2013) 184 – 188.

6. А. Коста, Дж. Эпплтон, Карбонизация бетона и проникновение хлоридов в морскую среду. 3 (2001) 242 – 249.

7. Р. Р. Авельдано, Н. Ф. Ортега, Характеристики растрескивания бетона вследствие коррозии арматуры в различных средах, Матрица 25 (2) (2011) 630 – 637.

8. М. Морено, У. Моррис, М. Альварес, Г. Даффо, Коррозия арматурной стали в растворах с моделируемыми порами бетона: влияние карбонизации и содержания хлоридов, Коррозия. 46 (11) (2004) 2681 – 2699.

9. С. Пакават, Т. Уомото, Влияние циклического действия карбонизации и хлорида на коррозию арматурной стали в бетоне, Сейсан Кенкю 57 (2) (2005) 29 – 32.

10. А. М. Невилл, Свойства бетона, пятое изд., Харлоу, 2011.

11. М. Маес, Н. Де Бели, Устойчивость бетона и строительного раствора к комбинированному воздействию хлорида и сульфата натрия, Цемент. Бетон. Составы. 53 (2014) 59 – 72.

12. Ю. Дж. Чен, Дж. М. Гао, Л. Тан, Х. Х. Ли, Устойчивость бетона к комбинированному воздействию хлорида и сульфата во время циклов сушки–увлажнения, Строительные материалы. 106 (2016) 650 – 658.

13. С. Сюй, К. К. Ван, У. Л. Цзинь, Эффект взаимодействия хлоридной атаки и карбонизации в бетоне. Мат. 14 (3) (2011) 376 – 380.

14. Д. П. Рассел, Влияние условий окружающей среды и свойств материала на карбонизацию в бетоне Докторская диссертация, Королевский Университет Белфаст, Северная Ирландия, Великобритания, 1999.

15. Л. Пэрротт, З. Х. Чен, Некоторые факторы, влияющие на измерение проникновения воздуха в бетон покрытия, Строительные материалы. 144 (24) (1991) 403 – 408.

16. Л. П. Тан, Д. Гуликерс, О математике зависящего от времени коэффициента кажущейся диффузии хлоридов в бетоне, Цемент. Бетон. 37 (4) (2007) 589 – 595.

17. З. К. Джин, У. Сун, К. Ю. Ли, Влияние карбонизации на диффузию хлоридов в бетоне, Наука. Технология. Пекин 30 (8) (2008) 921 – 925.

18. А. Сурьяванши, Р. Н. Свами, Стабильность соли Фриделя в конструктивных элементах газобетона, Цемент. Бетон. 26 (5) (1996) 729 – 741.

19. Европейская комиссия. Окончательный технический отчет по ДюраКрету 2000 год.

20. Л. П. Тан, Инженерное выражение модели ClinConc для прогнозирования свободного и общего попадания хлоридов в затопленный морской бетон, Цемент. Бетон. 38 (8 – 9) (2008) 1092 – 1097.

21.С. Гони, А. Герреро, Ускоренная карбонизация соли Фриделя в цементной пасте из алюмината кальция, Цемент. Бетон. 33 (1) (2003) 21 – 26.

22.Британский стандарт EN 206, Бетон – Часть 1: Спецификация, производительность. Производство и соответствие требованиям. Британский институт стандартов, Лондон, 2000.

23.Британский стандарт BS 8500, Бетон – Часть 1: Дополнительный британский стандарт к BS EN 206 – Часть 1: Метод уточнения и Руководство для спецификатора, Британский институт стандартов, Лондон, 2006.

24.Д. Рассел, П. А. М. Башир, Г. И. Б. Ранкин, А. Э. Лонг, Влияние относительной влажности и воздухопроницаемости на прогнозирование скорости карбонизации бетона. Строительство. 146 (3) (2001) 319 – 326.

25.Сборник NT 443, Бетон: Ускоренное проникновение хлоридов, Финляндия, 1995.

26.Л. Ли, А. А. Сагуэс, Н. Пур, рН выщелачивания на месте и концентрация нитритов в поровом растворе бетона. Цемент. Бетон. 29 (3) (1999) 315 – 321.

27.Д. Макполин, П. А. М. Башир, А. Э. Лонг, К. Граттан, Т. Сан, Новый метод испытаний для получения профилей рН за счет карбонизации бетонов, содержащих дополнительные цементирующие материалы. Журнал гражданского строительства. 19 (11) (2007) 936 – 946.

28.РИЛЕМ, 178 – ТМС, Тестирование и моделирование проникновения хлорида в бетон: Анализ общего содержания хлорида в бетоне. Строительные материалы. 35 (2002) 583 – 585.

29.П. А. М. Башир, Испытание на проницаемость для автоклава. Бетон 28 (4) (1994) 27 – 29.

30.С. В. Нанукуттан, П. А. М. Башир, М. И. Рассел, Д. Дж. Робинсон, Последние разработки в тесте на миграцию хлоридов на месте: Тест на миграцию ионов; 2008; MEDACHS 2008, в: Конференция по строительному наследию в прибрежной и морской среде, январь 2008, Лиссабон, Португалия. Компакт – ДИСК 1 – 9, 2008.

31.Дж. Бай, С. Уайлд, Б. Б. Сабир, Попадание хлоридов и потеря прочности в бетоне с различными связующими композициями РС-РФА-МК, подвергнутыми воздействию синтетической морской воды, Цемент. Бетон. 33 (3) (2003) 353 – 362.

32.Р. Ло, Ю. Цай, К. Ван, Х. Хуанг, Исследование связывания и диффузии хлоридов в бетонных GGBS. Цемент. Бетон. 33 (1) (2003) 1 – 7.

33.М. Д. А. Томас, П. Б. Бэмфорт, Моделирование диффузии хлоридов в бетоне: влияние летучей золы и шлака. Цемент. Бетон. 29 (4) (1999) 487 – 495.

34.А. К. Сурьяванши, Дж. Д. Скантлбери, С. Б. Лайон, Распределение пор по размерам растворов OPC и SRPC в присутствии хлоридов. Цемент. Бетон. 25 (5) (1995) 980 – 988.

35.Г. Гласс, Н. Буэнфельд, Влияние хлоридного связывания на риск коррозии, вызванной хлоридом, в железобетоне. Коррозия. 42 (2) (2000) 329 – 344.

36.Л. Нильссон, Э. Поулсен, Сандберг, Х. Сренсен, О. Клингхоффер, ХЕТЕК; Проникновение хлоридов в бетон: текущее состояние, Дорожное управление Нильс Юэлс Гейд 13 (1996) 82.

37.Э. П. Нильсен, Д. Херфорт, М. Р. Гейкер, Связывание хлоридов и щелочей в системах портландцемента, Цемент. Бетон. 35 (1) (2005) 117 – 123.

38.Л. П. Тан, Л. Нильссон, Способность связывать хлориды и изотермы связывания паст и растворов OPC, Цемент. Бетон. 23 (2) (1993) 247 – 253.

39.М. Сайлио, В. Барогель-Бауни, Ф. Барберон, Хлоридное связующее в прочных и карбонизированных цементирующих материалах с различными типами связующего. Строительные материалы 68 (2014) 82 – 91.

40.Р. Дир, М. Джонс, М. Маккарти, Бетон RFA: проникновение хлоридов и коррозия в карбонизированном покрытии. Конструкции. 99 (2) (1993) 167 – 172.

41.К. Ф. Юань, Д. Т. Ниу, Г. З. Ци, Экспериментальное исследование проникновения хлорида в бетон после карбонизации в соответствии с механизмом мокрого и сухого цикла, Университет Дж. Сианя.

42.К. М. Панг, М. Р. Гао, Дж. Сюй, Л. Ван, Г. Г. Лю, Х. Г. Цинь, Влияние методов испытаний и карбонизации на коэффициент диффузии хлорид-ионов бетона, J. Юго-Восточный университет. (Издание по естественным наукам) 41 (6) (2011) 1313 – 1318.

43.Д. О. Макполин, П. А. М. Башир, А. Э. Лонг, К. Т. В. Граттан, Т. Сан, Новый метод испытаний для получения профилей pH

за счет карбонизации бетонов, содержащих дополнительные цементирующие материалы. Гражданское строительство. 19 (11) (2007) 936 – 946.

44.С. Н. Леонович 2001. Алгоритмы расчета долговечности железобетонных конструкций при хлоридной агрессии. Сб. тр.VII Межд. научно-методического семинара/ под ред. Блещика Н. П., Борисевича А. А., Пецоляда Т. М. – Брест, БГТУ, 2001.

45.С. Н. Леонович 2001. Вероятностная оценка коррозии арматуры в существующих железобетонных конструкциях при хлоридной агрессии. Сб. тр.VII Межд. научно-методического семинара/ под ред. Блещика Н. П., Борисевича А. А., Пецоляда Т. М. – Брест, 2001.

46.С. Н. Леонович, А. В. Прасол 2013. Железобетон в условиях хлоридной коррозии: деформирование и разрушение. Строительные материалы с.94 – 95.

47.Е. Е. Шалый, С. Н. Леонович, Л. В. Ким, В. Е. Румянцева, Н. А. Будревич 2018. Совместное действие карбонизации и хлоридной агрессии на конструкционный бетон: вероятностная модель. Вестник гражданских инженеров с. 123 – 131.

48.Е. Е. Шалый, Л. В. Ким, С. Н. Леонович 2018. Железобетон при воздействии карбонизации и хлоридной агрессии: вероятностная модель расчета-прогноза срока службы. Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В. Г. Шухова с.5 – 14.

49.Е. Е. Шалый, С. Н. Леонович, Л. В. Ким 2019. Дegradация железобетонных конструкций морских сооружений от совместного воздействия карбонизации и хлоридной агрессии. Строительные материалы с.67.

50.С. Н. Леонович, Е. Е. Шалый, Л. В. Ким 2019. Железобетон при воздействии карбонизации и хлоридной агрессии: вероятностная модель расчета-прогноза срока службы. Наука и техника с.284 – 291.

51.Леонович С. Н. и др. Прогнозирование долговечности железобетонных конструкций при совместном воздействии карбонизации и хлоридной агрессии и их восстановление. // Минск: БНТУ, 2021 – 353 с. – ISBN978-985-583-673-6.

ОСОБЕННОСТИ ПОЛУЧЕНИЯ ФОСФОГИПСОВОГО ВЯЖУЩЕГО ВЕЩЕСТВА

ПОВИДАЙКО В. Г.

Белорусский национальный технический университет

Фосфогипсовые отходы по содержанию двухводного гипса ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ составляет в фосфогипсе от 95 до 98 %) можно отнести согласно ГОСТ 4013-2019 к природному гипсовому камню 1 сорта, который применяется для производства гипсовых вяжущих веществ. Тем не менее, многочисленные отечественные и зарубежные исследования [1, 2] показали, что не представляется возможным получение кондиционного гипсового вяжущего вещества, имеющего требуемые прочностные характеристики и сроки схватывания, непосредственно из фосфогипсовых отходов без их предварительной обработки.

Фосфогипсовые отходы образуются в качестве попутного продукта при разложении апатита серной кислотой с образованием продукционной ортофосфорной кислоты, которая затем используется для производства фосфорных минеральных удобрений. В целях повышения выхода ортофосфорной кислоты апатит подвергают тонкодисперсному измельчению. В процессе экстракции ортофосфорной кислоты в дигидратном режиме образуются в качестве отхода мелкодисперсные частицы двухводного фосфогипса. В отличие от природного гипса в фосфогипсе присутствуют в значительном количестве дефектные раздробленные кристаллы, промежутки между которыми заполнены множеством мелких частиц. Частично в фосфогипсе образуются комки из мелких частиц в виде непрочных агрегатов.

Содержащиеся в фосфогипсе остатки ортофосфорной кислоты, соединений фтора, дефектные кристаллы, значительное количество мелких частиц, все это в совокупности отрицательно влияет на свойства фосфогипса. Ю. Г. Мещеряковым установлено, что в фосфогипсе образуются сокристаллизованные ортофосфаты кальция, которые также отрицательно влияют на свойства фосфогипса при

получении на его основе вяжущих материалов и изделий [2]. В итоге фосфогипсовые отходы существенно отличаются от природного гипсового сырья и для получения на их основе строительных материалов необходима дополнительная обработка.

В соответствии с требованиями санитарно-гигиенических норм, фосфогипсовые отходы необходимо подвергать очистке от вредных примесей (остатков ортофосфорной кислоты и соединений фтора) путем их отмывки и нейтрализации. Для отмывки фосфогипса от остатков ортофосфорной кислоты и соединений фтора требуется количество воды в 3 раза и более превышающее количество фосфогипса. Причем после отмывки воду также требуется очищать от вредных примесей с помощью фильтров или другими способами, что приводит к удорожанию продукции на основе фосфогипса.

В предыдущих публикациях был изложен способ получения фосфогипсовых изделий из двуводного фосфогипса по безобжиговой технологии, предусматривающий нейтрализацию отходов и механоактивацию при низком содержании воды (водотвердое отношение составляет 0,30–0,33) с активирующими и модифицирующими добавками. В исследованиях использовали фосфогипсовые отходы ОАО «Гомельский химический завод» в виде дигидрата сульфата кальция. Благодаря механоактивации достигается глубокая нейтрализация фосфогипса при минимальном количестве воды. Одновременно осуществляется активация фосфогипса с помощью введенных в сырьевую смесь добавок. Такая технология позволяет получать без отмывки фосфогипсовые изделия, отвечающие требованиям санитарно-гигиенических норм. Также был изложен способ получения фосфогипсового вяжущего β -модификации, в котором предусматривается нейтрализация и механоактивация фосфогипса с добавками и последующий обжиг при температуре 160–180 °С. Однако такое вяжущее имеет высокую водопотребность, нормальная густота составляет около 80 % и короткие сроки схватывания.

Исследована возможность снижения содержания в фосфогипсовом вяжущем мелкодисперсных частиц, путем связывания их модифицирующими добавками, увеличения сроков схватывания, уменьшения водопотребности и улучшения физико-технических свойств. Процесс изготовления фосфогипсового вяжущего включал: смешивание фосфогипса-дигидрата с нейтрализующей добавкой и активирующими добавками, способными связывать мелкие части-

цы, механоактивацию при водотвердом отношении 0,30–0,32 в дисковых или цилиндрических измельчающих устройствах, выдержку, обжиг при температуре 160–180 °С в течение 2,25–3,5 часов и измельчение до максимального остатка на сите с размерами ячеек в свету 0,2 мм не более 14 %. Испытания фосфогипсового вяжущего вещества показали, что оно имеет предел прочности при сжатии в возрасте 2 часа 3,5...4,5 МПа, стандартную консистенцию – 68...74 %, начало схватывания – 4,5...5,5 мин, конец схватывания – 6,0...7,5 мин. Использование добавок позволило повысить прочность вяжущего на 10–12 %, и снизить стандартную консистенцию на 12–12,5 %. Исключение из технологического цикла процесса отмывки фосфогипсовых отходов способствовало существенному снижению себестоимости изготовления вяжущего. Полученное фосфогипсовое вяжущее вещество рекомендуется использовать для производства сухих строительных гипсовых смесей.

Список использованных источников:

1. Ляшкевич И. М. Эффективные строительные материалы на основе гипса и фосфогипса. – Мн.: Выш. шк., 1989. – 160 с.
2. Мецераков Ю. Г. Гипсовые попутные промышленные продукты и их применение в производстве строительных материалов. Ленинград: Стройиздат, Ленингр. Отделение, 1982. 144 с.

УСАДОЧНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ КЕРАМЗИТОБЕТОНА: ОБЗОР

РЖЕВУЦКАЯ В. А.

Белорусско-Российский университет

Введение. Усадка бетона – это макроскопическое изменение объема бетона при твердении в воздушной среде [4]. Таким образом, процесс усадки бетона характеризуется нарушением гигрометрического равновесия влажного капиллярно-пористого бетона и воздуха с сопровождением физико-химических процессов, происходящих в гелевой структурной составляющей цементного камня [4]. Нарастание усадки бетона, как и нарастание прочности, происходит примерно пропорционально логарифму времени, таким образом, процесс развития усадочных деформаций можно описать логарифмической зависимостью [5]. В работах [1, 6, 8] конечные значения относительных деформаций усадки керамзитобетонных образцов при естественных условиях твердения составили $30 - 90 \times 10^{-5}$.

Состояние вопроса. Некоторые авторы [1, 3] делают вывод, что усадочные деформации легкого бетона на керамзитовом гравии относительно малы, однако для керамзитобетонов присущи большие деформации усадки и более высокая трещиностойкость, чем для равнопрочного бетона на плотном заполнителе [7, 9]. Это связано с тем, что в бетоне нормального веса процесс развития усадки возникает в цементном камне, а в легком бетоне на керамзитовом гравии усадка протекает не только в растворной составляющей цементного компонента, но и в зернах крупного заполнителя [1].

Учет влияния усадки бетона является очень важным параметром при проектировании железобетонных конструкций, т. к. развитие усадочных деформаций приводит возникновению начальных напряжений в бетоне и арматуре. Точную величину начальных напряжений установить проблематично ввиду того, что силы сцепления не являются постоянной величиной, а по мере твердения бетона они постепенно увеличиваются.

Предложение по снижению усадки керамзитобетона. Одним из вариантов снижения усадочных деформаций является дисперсное армирование.

Авторами [13] было рассмотрено влияние фибрового армирования на усадку при высыхании легкого бетона на керамзитовом гравии. В исследовании [13] авторы использовали пластиковую фибру, смесь пластиковой и стальной фибры, смесь полипропиленовой, пластиковой и стальной фибры. Наилучшие результаты показали варианты дисперсного армирования стальной фиброй и смесь полипропиленовой, пластиковой и стальной фибры, авторами [13] отмечено снижение усадки при высыхании по сравнению с эталонными керамзитобетонными образцами на 12,4 % и 19,5 %, соответственно.

В [10] установлено положительное влияние дисперсного армирования керамзитобетона стальной фиброй на усадочные деформации. Авторы [10] сделали вывод, что деформации аутогенной усадки снижаются при увеличении объемной концентрации стальной фибры в керамзитобетонной смеси, что хорошо согласуется с результатами исследований [11] (рис. 1).

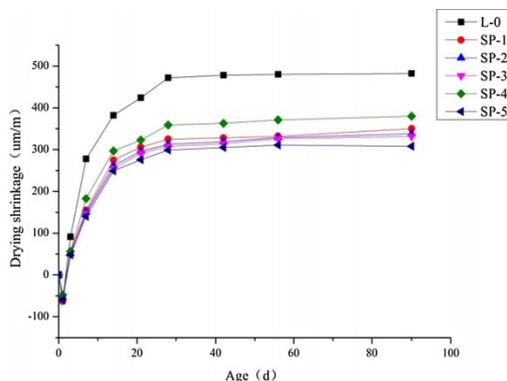


Рисунок 1. Значения усадочных деформаций при высыхании (drying shrinkage, мкм/м) керамзитобетона [11]:

L-0 – эталонный образец (без добавок); SP-1-SP-5 – с применением полипропиленовой фибры и поликарбонатной кислоты; age (d) – возраст бетона в сут

Однако некоторые исследователи [12, 18] утверждают об увеличении усадочных напряжений в бетоне, армированном стальной

фиброй, по сравнению с обычным бетоном вследствие увеличения воздушных пустот, в то время как другие авторы отмечают уменьшение усадки из-за жесткости, обеспечиваемой волокнами [16, 17, 19]. Эти противоречия указывают на то, что влияние стальных волокон на усадочные деформации вероятнее всего зависит от типа и дозировки волокон, а также от способа перемешивания керамзито-фибро-бетонной смеси.

В соответствии с результатами ранее проведенных исследований [14, 15] наличие полипропиленовой фибры в керамзитобетонной смеси позволяет улучшить прочностные и деформативные характеристики керамзитобетона.

Согласно полученным ранее результатам [5] установлено, что значения усадочных деформаций керамзитобетона, полученных при расчете по существующим моделям, значительно превышают экспериментальные значения (рис. 2). Помимо этого, в действующих нормативных документах нет поправочных коэффициентов для учета фибрового армирования при расчете усадочных деформаций, что обуславливает уточнение существующих расчетных моделей.

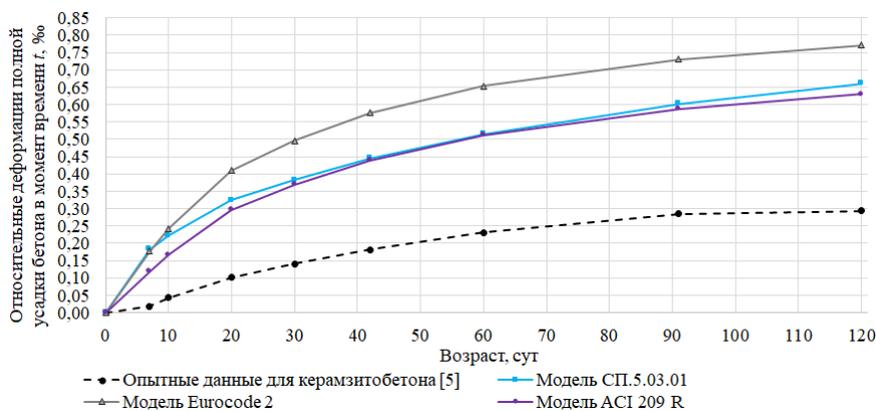


Рисунок 2. Развитие относительных деформаций полной усадки керамзитобетона в момент времени t [5]

Заключение. Дисперсное армирование предложено как возможный вариант снижения деформаций усадки керам-зитобетона.

Отмечено, что применение существующих расчетных моделей для аналитического определения деформаций усадки керамзитобетона и керамзитового фибробетона не гарантирует получение корректных значений, что обуславливает проведение дополнительных исследований с целью усовершенствования существующих расчетных моделей и ввод поправочных эмпирических коэффициентов.

Список использованных источников:

1. Кравченко, С. А. Экспериментальное исследование усадки, ползучести и потерь напряжения в арматуре элементов из керамзитобетона на многокомпонентном вяжущем / С. А. Кравченко, А. А. Постернак // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2014. – № 56. – С. 124 – 128.
2. Крамаренко, А. В. Сравнительный анализ стеновых блоков из керамзитобетона, пенобетона и газобетона / А. В. Крамаренко, Т. В. Тимошкин // Наука. Техника. Технологии (политехнический вестник). – 2019. – № 1. – С. 402 – 404.
3. Курятников, Ю. Ю. Вопросы разработки керамзитобетона для монолитного строительства / Ю. Ю. Курятников, Р. С. Кочетков // Вестник Тверского государственного технического университета. – 2019. – Т. 3, № 3. – С. 15 – 20.
4. Пирадов, А. Б. Конструктивные свойства легкого бетона и железобетона / А. Б. Пирадов. – М.: Стройиздат, 1973. – 133 с.
5. Ржевущая, В. А. Относительные деформации полной усадки керамзитобетона / В. А. Ржевущая, Ю. Г. Москалькова // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F. Строительство. Прикладные науки, 2021. – № 16. – С. 99 – 105.
6. Штерн, В. О. Конструктивные свойства керамзитожелезобетона и особенности работы изгибаемых элементов из него : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / В. О. Штерн. – Челябинск, 1990. – 17 с.
7. Bremner, T. W. Lightweight concrete / T. W. Bremner // Developments in the Formulation and Reinforcement of Concrete (Second Edition). – 2008. – P. 307 – 323.
8. Drying shrinkage properties of expanded polystyrene (EPS) lightweight aggregate concrete: A review / M. Maghfouri // Case Studies in Construction Materials. – 2017. – Vol. 16. – P. e00919.

9. Effect of clay content on shrinkage of cementitious materials / H. Zhao [et al.] // *Construction and Building Materials*. – 2022. – Vol. 157. – P. 125959. – doi: doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.125959
10. Experimental study on autogenous and drying shrinkage of steel fiber reinforced lightweight-aggregate concrete / S. Zhao [et al.] // *Advances in Materials Science and Engineering*. – 2016. – Vol. 2016. – P. 1 – 9.
11. Gong, J. Influence of shrinkage-reducing agent and polypropylene fiber on shrinkage of ceramsite concrete / J. Gong, W. Zeng, W. Zhang // *Construction and Building Materials*. – 2018. – Vol. 159. – P. 155 – 163.
12. Graeff, A. G. Long-term performance of recycled steel fibre reinforced concrete for pavement applications: a thesis ... the degree of Doctor of Philosophy / A. G. Graeff; University of Sheffield. – Sheffield, 2011. – 350 p.
13. Hussein, Z. M. Shrinkage and impact strength of fibre-reinforced artificial lightweight aggregate concrete / Z. M. Hussein, W. I. Khalil, H. K. Ahmed // *Materials Science and Engineering*. – 2020. – Vol. 671, iss. 1. – P. 1 – 11.
14. Maskalkova, Yu. G. Compressive strength of expanded clay fiber-reinforced concrete / Yu. G. Maskalkova, V. A. Rzhnevskaya // *AlfaBuild*. – 2021. – Vol. 19. – No. 4. – 9 p. – doi: 10.34910/ALF.19.4.
15. Maskalkova, Y. G. The effective reinforcement ratio of expanded clay concrete by polypropylene fiber / Y. G. Maskalkova, V. A. Rzhnevskaya // *Construction of Unique Buildings and Structures*. – 2020. – Vol. 93. – No. 8. – 11 p. – doi: 10.18720/CUBS.93.3.
16. Prediction of concrete shrinkage occurring prior to external loading and effect on short-term constitutive modeling and design / V. Gribniak [et al.] // *Advances in Structural Engineering*. – 2016. – Vol. 16, iss. – P. 1061 – 1080.
17. Shrinkage effect on short-term deformation behavior of reinforced concrete – when it should not be neglected / V. Gribniak [et al.] // *Materials & Design*. – 2013. – Vol. 51. – P. 1060 – 1070.
18. Younis, K. H. Restrained shrinkage behaviour of concrete with recycled materials : a thesis ... the degree of Doctor of Philosophy / K. H. Younis; University of Sheffield. – Sheffield, 2014. – 326 p.
19. Zhang, W. Drying shrinkage and microstructure characteristics of mortar incorporating ground granulated blast furnace slag and shrinkage reducing admixture / W. Zhang, Y. Hama, S. H. Na // *Construction and Building Materials*. – 2015. – Vol. 93. – P. 267 – 277.

ИССЛЕДОВАНИЕ ПОДКРОВЕЛЬНЫХ ПЛЕНОК ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА

ГАЛУЗО О. Г., КОСТЮКЕВИЧ А. П.

Белорусский национальный технический университет

Современные подкровельные пленки предназначены для защиты ограждающих конструкций от неблагоприятного внешнего воздействия окружающей среды и от влияния микроклимата внутри помещений.

К основным негативным факторам, воздействующим на ограждающие конструкции относятся (рис. 1):

- образование конденсата в теплоизоляционном слое в результате проникновения влаги из отапливаемых помещений в зимний период;
- увлажнение утеплителя и элементов конструкции под воздействием атмосферных осадков, проникающих через зазоры основного покрытия;
- потери тепла, связанные с проникновением наружного холодного воздуха в утеплитель;
- выдувание волокон минеральной теплоизоляции во внешнюю среду;
- потери тепла в результате утечек теплого воздуха через ограждающие конструкции [1].

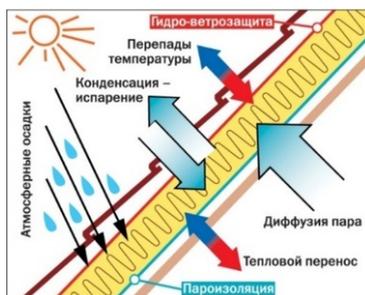


Рисунок 1. Схема воздействия на ограждающую конструкцию негативных факторов

Все подкровельные пленки делятся на две основные группы:

Паропроницаемые (диффузионные, «дышащие») пленки укладываются на внешней стороне ограждающей конструкции. Они хорошо пропускают сквозь себя пар, выходящий из утеплителя, и, одновременно, защищают его от атмосферной влаги и холодного воздуха. Диффузионные пленки препятствуют выдуванию волокон минерального утеплителя воздушным потоком.

Пароизоляция устанавливается на внутренней поверхности ограждающей конструкции и предназначена для защиты утеплителя от конденсации диффузионной влаги из отапливаемых помещений и для предотвращения утечек теплого воздуха за счет конвекции.

Полимерные подкровельные пленки должны обладать определенной механической прочностью, долговечностью, технологичностью в работе, быть экологически безопасными.

В научно-исследовательской и испытательной лаборатории бетонов и строительных материалов, филиала БНТУ «Научно-исследовательский политехнический институт» определены основные физико-технические характеристики пленок «Ондутис», компании «Ондулин – строительные материалы» г. Нижний Новгород, Российская Федерация. Одной из самых важных характеристик подкровельных пленок является паропроницаемость изделия, которую определяли по ГОСТ 25898-83 [2].

Сущность методов определения сопротивления паропроницанию и паропроницаемости заключается в создании стационарного потока паров воды через исследуемый образец и определению величины этого потока.

Плотность потока водяного пара через образец q в $\text{мг/ч}\cdot\text{м}^2$ вычисляли по формуле

$$q = \frac{\Delta m}{\Delta t \cdot F} \quad (1)$$

где Δm – уменьшение массы чашки с дистиллированной водой за время Δt , мг;

Δt – время между двумя последовательными взвешиваниями, ч;

F – площадь образца, м^2 .

Паропроницаемость материала каждого образца μ в $\text{мг/м}\cdot\text{ч}\cdot\text{Па}$ вычисляли по формуле

$$\mu = \frac{\delta}{R} \quad (2)$$

где δ – толщина образца, м

R – сопротивление паропроницанию слоя материала в $\text{м}^2 \cdot \text{ч} \cdot \text{Па} / \text{мг}$

Результаты исследований физико-технических характеристик пленок «Ондутис» приведены в таблице 1.

Таблица 1

Физико-технические характеристики пленок «Ондутис»

Показатели, единицы измерения	Ондутис А100	Ондутис В (R 70)	Ондутис D (RV)	Ондутис SA115	Ондутис R Термо
Назначение материала	Ветро-влагозащитный паропроницаемый материал	Пароизоляция	Универсальная гидроизоляция	Влаговетрозащитная паропроницаемая мембрана	Пароизоляция с металлизированным теплоотражающим покрытием
Внешний вид	Однослойный нетканый материал	2-х слойный материал	2-х слойный материал	3-х слойный материал, состоящий из мембраны	3-х слойный материал на основе нетканого материала
Масса 1 м^2 , г	80	58	80	96	65
Разрывная сила при растяжении (шириной 5см), Н вдоль/поперек	135/101	121/65	572/377	172/83	118/106
Относительное удлинение при разрыве, %: вдоль/поперек	54/66	119/58	31/34	41/85	29/33
Теплостойкость при температуре 80 $^{\circ}\text{C}$ в течение 2 часов	После проведения испытания изменений внешнего вида не произошло, на поверхности образцов вздутия отсутствуют				

Окончание таблицы 1

Показатели, единицы измерения	Ондутис А100	Ондутис В (R 70)	Ондутис D (RV)	Ондутис SA115	Ондутис R Термо
Паропроницаемость, мг/м·ч·Па	0,0163	0,000002	0,000004	0,0053	0,00001
Плотность водяного пара, мг/ч·м ²	20169	11,30	35,82	12638	81,51

Анализ проведенных исследований полимерных подкровельных пленок «Ондутис» показал, что с увеличением плотности водяного пара растет и паропроницаемость материалов и, в зависимости от их назначения, подтверждается область применения – пароизоляционные или паропроницаемые (диффузионные, «дышащие») пленки.

2. Применение подкровельных пленок «Ондутис» показано на рис.

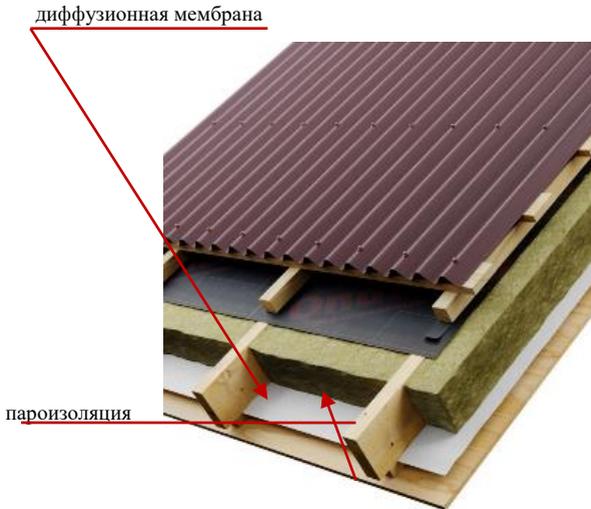


Рисунок 2. Применение пленок в утепленной кровле

Исследование физико-технических характеристик пленок «Ондутис» в научно-исследовательской и испытательной лаборатории бетонов и строительных материалов БНТУ подтверждает высокое

качество материала компании «Ондулин – строительные материалы» и эта продукция может использоваться на строительных площадках Республики Беларусь.

Список использованных источников:

1. Галузо О. Г. Особенности применения изоляционных пленок в строительстве/Галузо О. Г., Романов Д. В., Вершеня Е. Г. //Актуальные проблемы инновационной подготовки инженерных кадров при переходе строительной отрасли на европейские стандарты: сборник Международных научно-технических статей (материалы научно-методической конференции, Минск 26 – 27 мая 2015г),– Минск, БНТУ, 2015.– С 228 – 235.

2. ГОСТ 25898-83 Материалы и изделия строительные. Методы определения сопротивления паропроницанию.

ЭФФЕКТИВНОСТЬ НОРМАЛИЗАЦИИ ГРАНУЛОМЕТРИИ МЕЛКОГО ЗАПОЛНИТЕЛЯ ДЛЯ БЕТОНА

ФЕДОРОВИЧ П. Л., БАТЯНОВСКИЙ Э. И.

Белорусский национальный технический университет

Введение.

Бетон – конгломератный материал, в котором заполнители занимают до 80 % объема и оказывают существенное влияние на его свойства, эксплуатационную надежность и долговечность, а также стоимость. Жесткий «каркас» из высокопрочного заполнителя способствует росту прочности, уменьшению деформативности и ползучести бетона при «работе» конструкций под нагрузкой. Рационально подобранные заполнители уменьшают деформации усадки бетона, снижая «усадочное» трещинообразование и способствуя получению более долговечного материала.

Существует много предложений по назначению оптимального состава заполнителя. Большинство исследователей [1–5 и др.] считают более эффективным непрерывный зерновой состав заполнителя. В результате уменьшается необходимый на заполнение пустотности и образование «оболочки» на поверхности их зерен объем цементного теста и снижается расход цемента, появляется возможность его экономии. Кроме того, смеси с непрерывным зерновым составом менее склонны к расслоению, что способствует повышению физико-механических характеристик за счет однородности структуры бетона.

Важной характеристикой заполнителя, связанной с его зерновым составом и оказывающей существенное влияние на свойства бетонной смеси и бетона, является площадь и качество (шероховатость) поверхности зерен заполнителя. Площадь поверхности зерен обратно пропорциональна их диаметру и с уменьшением размеров зерен их поверхность возрастает. Как уже отмечалось для получения слитной структуры бетона необходимо, чтобы цементное тесто заполнило пустоты между зёрнами заполнителя с некоторой раздвижкой их прослойкой цементного теста. Соответственно расход це-

мента в бетоне зависит от пустотности смеси заполнителей и удельной поверхности и возрастает с уменьшением размера зерен.

Необходимо констатировать, что эти известные факторы обеспечения высоких качественных характеристик тяжелого конструкционного бетона за счет использования рационального подбора мелкого и крупного заполнителей зачастую не соблюдаются в современных условиях функционирования строительной отрасли Республики Беларусь. Причиной является отсутствие во многих регионах страны качественных природных песков и предприятия вынуждены использовать некачественный материал.

Как следствие, при производстве бетонных и железобетонных изделий и конструкций многие предприятия вынужденно осуществляют доставку более качественного мелкого заполнителя (песка) из других районов и даже областей Беларуси, что удорожает их продукцию. Отсутствие качественного материала вынуждает использовать мелко- и тонкодисперсные речные пески (модуль крупности $M_k < 1,5$ ед., а зачастую $M_k < 1,0$ ед.) или материал местных карьеров с повышенным содержанием загрязняющих примесей (преимущественно – глин), что сопровождается ухудшением качества бетона, несмотря на существенный (10...20 %) перерасход вяжущего. Использование в строительстве такого мелкозернистого заполнителя вынужденная мера, которая сопровождается повышенным расходом цемента (из-за повышенной удельной поверхности и пустотности, а также низкого качества сцепления с цементным камнем) для обеспечения качественных характеристик бетона (раствора).

В этой связи очевидна необходимость корректировки, нормализации гранулометрического состава мелкозернистых природных песков путем введения в них недостающих крупных фракций. С этой целью возможно использование гранитного отсева, массово образующегося на РУПП «Гранит» при производстве щебня. Однако его применение в исходном виде, т. е. в совокупности всех образующихся при дроблении горной породы фракций, оказалось нерациональным. Вместе с тем, если вывести из гранитного отсева фракции менее 0,5 мм, то оставшийся материал (а это 65...75 % от его общей массы) может составить базу для разработки технологии обогащения используемых в строительстве местных мелкозернистых песков и существенного повышения качества бетона (раствора).

ра) при одновременной значительной экономии (как будет показано экспериментально – до 15...20 %) цемента. Этот эффект обеспечивается за счет нормализации гранулометрического состава как мелкого заполнителя, так и его смеси с крупным заполнителем в бетоне.

В результате выполненных в НИИЛ бетонов и строительных материалов БНТУ исследований был разработан вариант обогащения природных мелких песков крупными фракциями гранитного отсева ($\geq 0,5$ мм) для повышения его качества как мелкого заполнителя для бетона.

Методика расчета требуемой (заданной) гранулометрии обогащенного песка.

Методологический подход к расчету и подбору требуемого (заданного) зернового состава песка заключался в определении необходимого содержания недостающих в зерновом составе исходного природного песка крупных фракций, обеспечивающего расчетный модуль крупности, введение их в состав обогащаемого мелкого заполнителя с последующей оценкой его гранулометрии повторным (контрольным) рассевом на стандартном наборе сит и испытаниями в бетонных смесях и бетоне.

Расчетное количество недостающих в природном песке фракций определяется из общей зависимости по ГОСТ 8735-88 [6] и ГОСТ 8736-2014 [7], отражающей взаимосвязь их количественного содержания и расчетного значения модуля крупности песка:

$$M_k = \frac{A_1 + A_2 + \dots + A_i + A_n}{100}, \text{ доли ед.}, \quad (1)$$

и решенной, относительно любой из учитываемых в формуле (1) фракций, т. е. – A_i :

$$A_i = 100M_k - [(A_1 + A_2 + \dots + A_i + A_n) - A_i]. \quad (2)$$

В обеих формулах значения $A_1 \dots A_n$ соответствуют полным остаткам на ситах стандартного набора, выраженным в процентах, за исключением фракций, прошедших через сито № 0,14 (пылевидных фракций). В соответствии с ГОСТ 8735-88 (п. 3.5) [6] при обработке результатов эти формулы конкретизируются (для стандартного набора сит) следующим образом.

По результатам просеивания вычисляют:
– частный остаток на каждом сите (a_i) в процентах по формуле

$$a_i = \frac{m_i}{m} \cdot 100, \quad (3)$$

где m_i – масса остатка на данном сите, г;
 m – масса просеиваемой навески, г;
полный остаток на каждом сите (A_i) в процентах по формуле

$$A_i = a_{2,5} + a_{1,25} + \dots + a_i, \quad (4)$$

где $a_{2,5}$, $a_{1,25}$, a_i – частные остатки на соответствующих ситах.

Технология обогащения мелкозернистых песков переработанным гранитным отсевом практически отработана и ее эффективность подтверждена данными настоящей статьи и ранее опубликованными результатами исследований [8, 9, 10].

Материалы для исследований.

В исследованиях использовали материалы для бетона, характеризующиеся следующими исходными данными.

Вязущее – портландцемент марки ЦЕМ I 42,5Н ОАО «Белорусский цементный завод» с характеристиками, удовлетворяющими ГОСТ 31108-2020 [11].

Крупный заполнитель – щебень гранитный (Микашевичский) с характеристиками, удовлетворяющими ГОСТ 8267-93 [12].

Песок природный и гранитный отсев. В исследованиях использовали природные (речные и карьерные) пески различной крупности, характеризующиеся данными, приведенными в таблице 1, и отобранный в разные периоды времени (пробы №1...№4) гранитный отсев РУПП «Гранит» – таблица 2.

Таблица 1

Гранулометрический (зерновой) состав исходных природных песков

Группа песка	Содержание зерен (г и %) крупностью (фракции):						M _к , доли ед.
	<0,14	0,14 ...0,315	0,315 ...0,63	0,63 ...1,25	1,25 ...2,5	2,5...5	
Тонкий	9,0	90,0	1,0	0	0	0	0,9
Очень мелкий	20,4	63,1	15,0	1,1	0,4	–	1,0
Мелкий	15,9	49,5	18,5	3,8	8,2	4,1	1,5
Средней крупности	11,5	36,6	21,4	7,3	15,5	7,7	2,0

Таблица 2

Гранулометрический (зерновой) состав отсева

№ пробы	Содержание зерен (г и %) крупностью (фракции):							M _к отсева
	<0,14	0,14– 0,315	0,315– 0,63	0,63– 1,25	1,25– 2,5	2,5–5	>5	
1	254 (12,7)	289 (14,5)	202 (10,1)	110 (5,5)	396 (19,8)	657 (32,9)	92 (4,6)	2,95
2	254 (12,7)	259 (13,0)	197 (9,9)	132 (6,6)	431 (21,6)	628 (31,4)	99 (5,0)	2,96
3	228 (11,4)	272 (13,6)	207 (10,4)	128 (6,4)	427 (21,4)	633 (31,7)	105 (5,3)	2,97
4	242 (12,1)	258 (12,9)	200 (10,0)	149 (7,5)	413 (20,7)	623 (31,2)	115 (5,8)	2,94
Среднее	245 (11,9)	269 (17,6)	201 (15,1)	130 (6,5)	417 (15,4)	635 (28,0)	103 (5,5)	2,95

Вода затворения – водопроводная, удовлетворяющая требованиям СТБ 1114-98 [13].

Химическая добавка – пластифицирующая добавка I группы по СТБ 1112-98 [14].

Влияние качества мелкого заполнителя на прочность бетона.

Из результатов исследований, ранее приведенных в публикациях авторов [8, 9, 10], очевидна взаимосвязь прочности бетона с гранулометрическим составом многофракционного песка: чем рациональнее зерновой состав с позиций обеспечения минимальной пустотности и удельной поверхности заполнителя, тем выше количественная характеристика бетона (в данном конкретном случае – прочность на сжатие).

В приросте прочности бетона играет существенную роль также качество поверхности (шероховатости) крупных фракций отсева, способствующее росту сил сцепления цементного камня в бетоне с зёрнами песка. Так, прочность бетона на заполнителе, обогащенном крупными фракциями отсева уже при модуле крупности $M_k \geq 2,0$ практически сравнялась с прочностью образцов на высококачественном (мытом) природном песке с $M_k = 3,2$ и оказалась сопоставимой с ней к проектному возрасту при нормально-влажностных условиях твердения. Сравнение прочности образцов бетона на обогащенном песке и исходном (тонком, очень мелком, среднем) подтверждает устойчивость эффекта ее роста за счет повышения качества обогащенного заполнителя.

Обобщение накопленных результатов исследований, приведенных в публикациях авторов [8, 9, 10], как в части роста прочности бетона при обогащении крупными фракциями гранитного отсева как природных песков с исходным модулем крупности $M_k \leq 1,0 \dots 2,0$ (до $M_k \geq 2,5 \dots 3,5$), так и по изменению эксплуатационных характеристик бетона на обогащенном песке: снижению водопоглощения, росту морозо- и коррозионной (в среде солей хлора) и др., показывает, что данный технологический прием не имеет противопоказаний и может быть применен во всех видах бетона для строительных изделий и конструкций без ограничений.

При этом предложенный вариант технологии нормализации гранулометрии мелкого заполнителя крупными фракциями отсева, предварительно выделенными (сегрегацией в воздушном потоке установки НПО «Центр», г. Минск), весьма прост. Он предполагает раздельное дозирование этих фракций в нужном (расчетном) количестве при приготовлении бетона непосредственно в смеситель. При перемешивании бетонной смеси, оба компонента нормализованного мелкого заполнителя равномерно распределяются в ее

объеме, и, в сочетании с крупным заполнителем, формируют будущий многофракционный «скелет» смеси заполнителей в бетоне. Обеспечение качества бетона, приготовленного по изложенной методике, подтверждено как многолетними лабораторными экспериментами, так и в производственных условиях изготовления бетонных и железобетонных изделий (безнапорных и напорных труб, железобетонных шпал, плит пустотного настила, элементов фундаментов и др.) на ряде заводов сборного железобетона Беларуси. Имеются соответствующие акты внедрения разработки в производства (в статье не приводятся).

Существенным эффектом от нормализации гранулометрии мелкого заполнителя является возможность снижения содержания в бетоне цемента без ущерба для его прочности и других физико-технических свойств.

Оценка возможности экономии цемента.

Возможность экономии цемента следует определять для конкретных пользователей разработки применительно к конкретным условиям изготовления сборных изделий либо производства бетонных работ при устройстве (возведении) монолитных конструкций. В частности, как с учетом качества исходного мелкого заполнителя для бетона, так и режимов приготовления, транспортирования, укладки-уплотнения и твердения бетона, а также предъявляемых к нему требований (механических и эксплуатационных).

В настоящей статье оценка возможной экономии цемента дана в форме сравнения прочности образцов бетона «стандартизированного» состава, применяющегося по ГОСТ 30459-96 [15] при оценке эффективности добавок в бетоне (при Ц = 350 кг; Ш₅₋₂₀ = 1150 кг; мелкого заполнителя = 700 кг; В/Ц₆ ~ 0,5 дол. ед. на 1 м³ бетона) и приготовленного с уменьшением расхода цемента (при соблюдении прочих равных условий) при использовании нормализованного крупными фракциями отсева (обогащенного) песка. Результаты исследований для равноподвижных смесей (марка П1) представлены в таблице 3, в которой изменения гранулометрии обогащаемого песка отражены увеличением его модуля крупности (Мк, доли ед.). Испытания выполнены по ГОСТ 10180-2012 [16] на сериях из 4-х образцов в проектном 28 суточном возрасте нормально-влажностного твердения; масштабный коэффициент α=0,95 учтен, коэффициент вариации составил: V_m ≤ 7 %.

Таблица 3

Изменение прочности бетона

Расход цемента на 1 м ³ бетона, кг	Снижение расхода цемента:		Прочность бетона в проектном возрасте (28 сут.):		
	кг	%	МПа	в %	Δ %
1	2	3	4	5	6
Природный песок, Мк ~ 0,9 д. ед.					
350	–	–	37,5	100	–
Обогащенный песок, Мк ~ 2,5 д. ед.					
350	–	–	46,7	125	+25
315	35	10	40,5	108	+8
280	70	20	38,6	103	+3
Природный песок, Мк ~ 1,0 д. ед.					
350	–	–	44,1	100	–
Обогащенный песок, Мк ~ 2,5 д. ед.					
350	–	–	52,8	120	+20
315	35	10	45,5	103	+3
280	70	20	45,1	102	+2
245	105	30	41,2	93	-7
245*	105	30	46,8	105	+5
Природный песок, Мк ~ 1,5 д. ед.					
350	–	–	48,2	100	–
Обогащенный песок, Мк ~ 3,0 д. ед.					
350	–	–	56,3	117	+17
315	35	10	53,0	110	+10
280	70	20	48,4	100	0
Природный песок, Мк ~ 2,0 д. ед.					
350	–	–	50,4	100	–
Обогащенный песок, Мк ~ 3,25 д. ед.					
350	–	–	58,6	116	+16
315	35	10	53,9	107	+7
280	70	20	51,4	102	+2

* Бетон из равноподвижной смеси (марки П1) с пластифицирующей добавкой (снижение водосодержания на ~ 20 % от исходного)

Анализ результатов экспериментальных (подтвержденных производственной апробацией) данных о взаимосвязи роста прочности тяжелого конструкционного бетона с улучшением качества мелкого

заполнителя, отраженного в росте модуля крупности, позволяет сделать следующие выводы.

Очевиден 15...25 %-ный рост прочности бетона при равенстве содержания цемента в его составах, при большем значении прироста для тонкого и очень мелкого исходного песка ($M_k \leq 0,9$ и $M_k \leq 1,0$).

Возможность снижения содержания цемента на 20 % во всех случаях подтверждена тем, что при этом прочность образцов бетона на обогащенном песке фактически соответствовала уровню прочности при расходе вяжущего в 350 кг/м³ бетона на исходном мелкозернистом песке.

Следует отметить, что при снижении водосодержания бетона равноподвижных смесей на обогащенном песке за счет использования качественного пластификатора, возможно 25...30 %-ое уменьшение содержания вяжущего в бетоне при обеспечении прочности на исходном уровне. Вместе с тем, во всех случаях требуется соответствующий расчет и оценка ситуации строительной (профильной) лабораторией с учетом конкретных условий изготовления сборных изделий или ведения бетонных работ в монолитном строительстве.

Заключение.

Лабораторными исследованиями и производственной апробацией установлено, что, разработанный прием обогащения (нормализации гранулометрического состава) рационален для всех групп мелкозернистых песков согласно ГОСТ 8736-2014 [7] с $M_k \leq 2,0$ и, особенно, характеризующихся $M_k \leq 1,0$, т. е. тонких и очень мелких песков.

При сохранении равной прочности на обогащенном крупными фракциями гранитного отсева песке экономия цемента может составить не менее (10...20) % от его расхода на исходном природном песке. Кроме этого, следует отметить, что прочность образцов бетона на обогащенном песке с $M_k = 2,0...2,5$ соответствует прочности бетона на крупном (мытом) песке стандартного качества с $M_k = 3,2$, а с повышением модуля до 3,0...3,25 и превышает ее. Приведенные данные свидетельствуют о возможности повышения качества бетона при одновременной экономии цемента путем обогащения мелкозернистых песков крупными фракциями гранитного отсева, при сопутствующем экономическом эффекте.

Использование крупных фракций гранитного отсева для обогащения природных мелкозернистых песков позволяет решить проблему повышения качества бетона и снижении расхода цемента для целого ряда районов Беларуси, не располагающих местными запасами качественного мелкого заполнителя для бетона.

Список использованных источников:

1. Ахвердов, И. Н. Основы физики бетона. – М. : Стройиздат, 1981. – 404 с.
2. Ахвердов, И. Н. Высокопрочный бетон. – М. : Стройиздат, 1961. – 106 с.
3. Баженов Ю. М. Технология бетона: учеб. для студентов ВУЗов строит. спец/ Ю. М. Баженов. – 3-е изд., – М. : Изд-во АСВ, 2003. – 500 с: ил. – ISBN 5-93093-138-0
4. Блещик Н. П. Структурно-механические свойства и реология бетонной смеси и пресс-вакуум бетона. – Минск: Наука и техника, 1977. – 230 с.
5. Барташевич А. Я. Исследование структурно-технических свойств бетонной смеси, уплотненной прессованием и вакуумированием: Автореф. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук: 05.23.05/ИСиА Госстрой БССР. – Минск, 1973. – 37 с.
6. Песок для строительных работ. Методы испытаний: ГОСТ 8735-88. – Введ. 01.07.89.– Минск. Госстандарт, 2018. – 25 с.
7. Песок для строительных работ. Технические условия: ГОСТ 8736-2014. – Введ. 01.04.2017: постановление Госстандарта РБ №27, 2016. – 10 с.
8. Смоляков А. В Научно-технические основы технологии полного использования гранитного отсева в бетонах/ А. В. Смоляков, П. Л. Федорович, Э. И. Батяновский // Строительная наука и техника. Научно-технический журнал – Минск, 2011. – С35 – 41.
9. Федорович П. Л. Теоретические и практические основы минимизации содержания цемента в бетоне путем формирования оптимального зернового состава/ П. Л. Федорович, А. М. Корсун, Д. Л. Титков, Д. О. Гребенек // Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов европейского союза в области строительства. Международный научно-методический семинар – Минск, 2012 – С155 – 165.

10. Батяновский Э. И. Эффективность «глубокой» переработки гранитного отсева РУПП «Гранит»/ Э. И. Батяновский, А. А. Дрозд, П. Л. Федорович, А. В. Смоляков// Строительная наука и техника. Научно-технический журнал – Минск, 2012. – С38 – 43.

11. Цементы общестроительные. Технические условия: ГОСТ 31108–2020. – Введ. 01.03.2021.– Минск. Госстандарт, 2020. – 16 с.

12. Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия: ГОСТ 8267–93. – Введ. 10.11.93. – Москва – Минск. МНТКС; Министерство архитектуры и строительства РБ, 1995. – 20 с.

13. Вода для бетонов и растворов. Технические условия: СТБ 1114-98. – Введ. 01.01.99. – Минск: Министерство архитектуры и строительства РБ, 98. – 12 с.

14. Добавки для бетонов. Общие технические условия: СТБ 1112-98. – Введ. 01.01.99. – Минск: Министерство архитектуры и строительства РБ, 98. – 17 с.

15. Добавки для бетонов. Методы определения эффективности: ГОСТ 30459-96. – Введ. 01.07.98 – Москва – Минск. МНТКС; Министерство архитектуры и строительства РБ, 1998. – 39 с.

16. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам: ГОСТ 10180-2012. – Введ. 01.02.2016.– Минск. Госстандарт, 2015. – 29 с.

ВЛИЯНИЕ ПРОДУКТОВ КОРРОЗИИ АРМАТУРЫ НА ФЕРРОМАГНИТНЫЕ СВОЙСТВА БЕТОНА

ЧИКУЛАЕВ Г. С.

Белорусский национальный технический университет

Большинство зданий и сооружений из бетона, и железобетона, возведенных в мире подвергаются агрессивным воздействиям внешней среды. Со временем при длительном воздействии агрессивной среды они разрушаются, что приводит к невозможности дальнейшей эксплуатации зданий и сооружений. Особенно интенсивно подвергаются разрушающим воздействиям агрессивной среды промышленные здания, где они могут подвергаться воздействиям продуктов и отходов производства. Разрушение конструкции вызывается коррозией материалов, применяемых в строительстве. Так коррозия арматуры в железобетоне может привести к потере несущей способности конструкции. Это вызвано тем что ржавчина занимает в 2–3 раза больший объем, чем прокорродировавшая сталь, и отличается рыхлостью [1, 4]. Что приводит к росту трещин в защитном слое бетона и увеличению скорости разрушения конструкции.

Коррозионное разрушение арматуры может проявляться в виде сплошной (общей) коррозии, которая охватывает всю поверхность металла и бывает равномерной или неравномерной по глубине или местной коррозии, поражающей лишь отдельные участки поверхности металла (пятна, язвы, коррозионные трещины). Наиболее опасна питтинговая коррозия которая развивается вглубь арматуры, а не по поверхности [2, 5].

В связи с этим существует необходимость в оценивании состояния арматуры в эксплуатируемых конструкциях. На данный момент разработан частотный разностно-ферромагнитный метод оценки коррозионного состояния арматуры момент на кафедре «Технология бетона и строительные материалы» БНТУ. Данный метод основан на том что в определенной области генерируемых частот ферромагнитные свойства самой стали и продуктов ее коррозии разли-

чаются [3]. И этот факт позволяет установить зависимости ухода частоты от коррозионных потерь стали. В результате разрабатывается прибор «измеритель степени коррозии арматуры» (ИСКА), который позволит вначале определить толщину защитного слоя бетона, а затем определить степень коррозии арматуры с достаточной точностью.

Точность оценки коррозионного состояния арматуры (степени ее поражения) данным прибором непосредственно зависит от ряда факторов, связанных с состоянием арматуры (наличие или отсутствие коррозии, разновидности образующихся продуктов коррозии и плотности коррозионных «новообразований») в бетоне, особенностями ее химического состава (содержанием в железе углерода и легирующих добавок, отражаемого маркой стали), различием в диаметре сечения арматурных элементов.

Для выявления закономерностей влияния вещественного состава продуктов коррозии на их ферромагнитные свойства с учетом некоторой неопределенности вещественного состава продуктов коррозии, образующихся в естественных условиях проведено ряд испытаний. Изготавливались имитационные цементные образцы с различным количеством и соотношением специально введенного ферромагнитного наполнителя, в виде порошков: FeO , $\text{Fe}(\text{OH})_2$ и Fe_2O_3 .

На основании данных обследований эксплуатируемых конструкций и опытно-экспериментальных исследовательских данных установлено, что концентрация продуктов коррозии в защитном слое бетона может достигать до $0,5 \text{ г/см}^3$, что явилось основанием для количественной дозировки ферромагнитного наполнителя в цемент.

Образцы представляли собой пластинки портландцементного камня размером $100 \times 100 \times 10 \text{ мм}$ с ферромагнитным или кварцевым наполнителем (песок крупностью менее $0,315 \text{ мм}$). Смесь сухих материалов (цемент и наполнитель) предварительно гомогенизировали в лабораторной шаровой мельнице в течение 10 минут, затем затворяли водой, перемешивали и формовали на стандартной лабораторной виброплощадке. Образцы твердели трое суток в воде, а затем в пропарочной камере по режиму $3 + 6 + 3 \text{ ч}$ при температуре изотермической выдержки $80 \text{ }^\circ\text{C}$. Длительная 3-х суточная выдержка до пропаривания понадобилась ввиду резкого замедления

темпа твердения цемента в присутствии ферромагнитного наполнителя.

Параллельно, для имитирования бетона, были изготовлены также образцы-пластинки только с кварцевым наполнителем. Набором этих пластин можно было изменять толщину защитного слоя (ступенчато, через 10 мм) по отношению к исследуемому образцу с ферромагнитным наполнителем. Всего было изготовлено 17 партий образцов с различным соотношением наполнителей (таблица 1).

Таблица 1

Состав образцов с различным соотношением наполнителя

№ состава	Наполнитель, %			
	Fe ₂ O ₃	FeO	Fe(OH) ₂	Песок
1	0	0	100	0
2	0	0	67	33
3	0	0	33	67
4	0	100	0	0
5	0	67	0	33
6	0	33	0	67
7	0	33	67	0
8	0	67	33	0
9	33	0	67	0
10	67	0	33	0
11	33	67	0	0
12	67	33	0	0
13	33	33	33	0
14	0	33	33	33
15	33	0	33	33
16	33	33	0	33
17	100	0	0	0

На диэлектрическое основание, выполненное из гетинакса, устанавливалась исследуемая пластинка (или пластинки) с наполнителем. Затем на нее последовательно устанавливали пластики с кварцевым наполнителем для воссоздания толщины защитного слоя от 10 до 60 мм. После установки всех пластинок, сверху прикладывался датчик прибора и снимались показания, полученные прибором. Для первых шести составов показания датчика снимались при толщине слоя с наполнителем 10 и 20 мм (таблица 2).

Таблица 2

Ферромагнитные свойства бетонных образцов с различными наполнителями и толщиной защитного слоя

№ состава	Толщина слоя с наполнителем, мм	Толщина защитного слоя, мм					
		10	20	30	40	50	60
1	10	124	78	43	27	19	14
	20	158	99	60	35	24	19
2	10	82	52	33	21	14	9
	20	103	64	38	25	18	12
3	10	63	38	26	18	13	8
	20	89	55	36	24	17	12
4	10	126	80	48	37	31	26
	20	163	110	75	52	38	32
5	10	103	63	45	34	27	24
	20	135	85	57	41	35	31
6	10	55	29	21	16	13	10
	20	78	45	28	21	18	17
7	10	117	90	58	35	25	21
8	10	108	80	48	21	23	19
9	10	100	70	43	28	20	15
10	10	83	58	37	24	18	14
11	10	62	38	24	19	16	13
12	10	55	33	21	17	14	12
13	10	105	67	41	30	23	19
14	10	94	64	38	27	21	18
15	10	68	48	28	22	18	16
16	10	58	32	22	18	16	14
17	10	21	18	16	15	14	13

Сравнив и проанализировав полученные данные, можно установить влияние наполнителей на показания прибора и расположить их по степени убывания в следующий порядок: $\text{Fe}(\text{OH})_2$, FeO , Fe_2O_3 . Как видно из полученных данных наибольший вклад на показания прибора оказывает $\text{Fe}(\text{OH})_2$

Одновременно на показания прибора оказывает влияние глубина проникновения ферромагнитных продуктов коррозии в защитный слой бетона. Так, с увеличением толщины образца с ферромагнитным наполнителем на 10 мм, что эквивалентно, в первом прибли-

жении, проникновению ферромагнитных продуктов коррозии на это расстояние, показания прибора возрастают на 15–18 %.

В реальных условиях эксплуатации погрешность измерений будет, естественно, ниже вследствие неравномерной миграции в защитный слой ферромагнитных продуктов коррозии, что обусловлено неоднородностью бетона.

Заключение. Проведенные эксперименты выявили что наибольшее влияние на показания прибора ИСКА оказывается таким продуктом коррозии как $\text{Fe}(\text{OH})_2$. Два других продукта коррозии FeO , Fe_2O_3 так же оказывают влияние на показания прибора, но в меньшей степени. Так же экспериментально выявлено что с увеличением толщины образца с ферромагнитным наполнителем на 10 мм, что эквивалентно, в первом приближении, проникновению ферромагнитных продуктов коррозии на это расстояние, показания прибора возрастают на 15–18 %.

Список использованных источников:

1. Алексеев, С. Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне / С. Н. Алексеев. – Москва: Стройиздат, 1968. – 233 с.
2. Алексеев С. Н. Долговечность железобетона в агрессивных средах/ С. Н. Алексеев, Ф. М. Иванов, С. Модры, П. Шиссль. – Москва: Стройиздат, 1990. – 320 с.
3. Барташевич, А. А. Новый неразрушающий метод контроля степени коррозии стальной арматуры / А. А. Барташевич, Л. Я. Френкель, В. В. Бабицкий // Бетон и железобетон. –1974. – № 12. – С. 36 – 38.
4. Жарский, И. М. Коррозия и защита металлических конструкций и оборудования / И. М. Жарский, Н. П. Иванова, Д. В. Куис, Н. А. Свидунович. – Минск: Высшая школа, 2012. – 303 с.
5. Пухонто, Л. М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений / Л. М. Пухонто. – Москва: Издательство АСВ, 2004. – 424 с.

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ПОЛЯ ФЕРРОМАГНИТНОГО ОБЪЕКТА

СТРЕЛЮХИН А. В.

Белорусский национальный технический университет

Широкое применение для контроля изделий из ферромагнитных материалов получил магнитный метод неразрушающего контроля [1]. Дальнейшее развитие этого метода в теоретическом плане возможно за счет разработки модели описания поведения ферромагнетика в магнитном поле. Необходимость учета явления гистерезиса и сложность процессов в ферромагнетике при перемагничивании делает невозможным строгое аналитическое решение системы уравнений Максвелла аналитическими методами и требует использования численных методов моделирования.

Среди численных методов для решения задач магнитостатики широкое применение получили метод конечных элементов [2], метод пространственных интегральных уравнений [3] и метод граничных элементов [4]. Метод конечных элементов и метод граничных элементов при моделировании требуют в своей постановке полностью задать на границе начальные краевые условия. Особенность метода пространственных интегральных уравнений – возможность ограничить область расчета только объемом ферромагнетика и объемом проводников с током, которые создают намагничивающее поле, а также относительная простота учета реальных характеристик магнитного материала с использованием аппроксимирующих выражений [5]. При этом полученное решение автоматически удовлетворяет граничным условиям. В настоящей работе использовался метод пространственных интегральных уравнений применительно к протяженным объектам с поперечной неоднородностью.

Для магнитной системы, состоящей из ферромагнитного образца и источника магнитного поля, вектор магнитной индукции \vec{B} в любой точке наблюдения Q можно представить как векторную сумму полей, создаваемую внешним источником \vec{B}' и самим ферромагнетиком \vec{B}^M :

$$\vec{B}(Q) = \vec{B}'(Q) + \vec{B}^M(Q), \quad (1)$$

$$\vec{B}(Q) = \frac{\mu_0}{4\pi} \left(\int_{V_M} \frac{[\nabla \times \vec{M}(N)] \times \vec{r}_{NQ}}{|\vec{r}_{NQ}|^3} dV_N - \int_{S_M} \frac{[\vec{n} \times \vec{M}] \times \vec{r}_{NQ}}{|\vec{r}_{NQ}|^3} dS_N \right) + \vec{B}'(Q) \quad (2)$$

где $\vec{B}(Q)$ – вектор магнитной индукции;

\vec{M} – намагниченность материала;

V_N и S_N – соответственно объем ферромагнетика и площадь его поверхности;

Q – точка наблюдения;

N – точка источника поля;

\vec{n} – внешняя нормаль к поверхности S в точке интегрирования;

\vec{r}_{NQ} – радиус-вектор из точки источника (N) в точку наблюдения (Q).

Решение будем проводить, считая материал ферромагнетика изотропным, в исходном состоянии образец размагничен, а намагничивание происходит по основной кривой намагничивания, которая будет различной в зависимости от того, принадлежит элемент разбиения основному металлу или зоне неоднородности. Для учета магнитных свойств материала трубы и материала структурной неоднородности использовали аппроксимирующие выражения для намагниченности по основной кривой намагничивания [5]. Дискретная математическая модель построена в предположении кусочно-постоянной аппроксимации компонент вектора намагниченности \vec{M} по элементам разбиения.

Проверка результатов расчета и эксперимента проводилась на цилиндрических образцах (коэрцитивная сила основного материала $H_{cs} = 760$ А/м, структурной неоднородности $H_{cs} = 3274$ А/м) при различных величинах намагничивающего поля. Результаты расчета показали, что предложенную методику расчета можно использовать для расчета напряженности магнитного поля на поверхности протяженного ферромагнитного объекта с поперечной структурной неоднородностью.

Список использованных источников:

1. Мельгуй М. А. Магнитный контроль механических свойств сталей. Мн., 1980. – 135 с.
2. Сильвестр П., Феррари Р. Метод конечных элементов для радиоинженеров и инженеров-электриков. М., Мир, 1986. – 229 с.
3. Пеккер И. И. К расчету магнитных систем методом интегрирования по источникам поля. – Известия вузов. Электромеханика, 1968, № 9, с. 940 – 943.
4. Тозони О. В. Метод вторичных источников в электротехнике. М., Энергия, 1975. – 295 с.
5. Матюк В. Ф., Осипов А. А. Математическая модель намагничивания ферромагнетиков. – Доклады НАН Беларуси, 2004, Т. 48, № 5, с. 43 – 45.

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ
ПОЛУЧЕНИЯ НАПРЯГАЮЩЕГО ДИСПЕРСНО-
АРМИРОВАННОГО БЕТОНА С ВЫСОКОЙ ЭНЕРГИЕЙ
РАСШИРЕНИЯ**

ПАВЛОВА И. П., БЕЛКИНА И. В.

Брестский государственный технический университет

В статье представлены результаты экспериментальных исследований напрягающих дисперсно-армированных бетонов. Предложена модифицированная деформационная модель для определения собственных деформаций напрягающего фибробетона.

Введение.

Расширяющиеся бетоны уже давно пользуются большим спросом при возведении крупнопролетных конструкций и сооружений. Такие бетоны способны не только компенсировать усадочные деформации, но и создавать преднапряжение в конструкции [1]. Перспективным направлением является уход от расширяющихся бетонов с компенсированной усадкой к напрягающим бетонам с высокой энергоактивностью. С помощью энергии расширения такие бетоны способны передавать самоупругивание армирующему элементу, поэтому весь свой потенциал раскрывают, как правило, в конструкциях с различными типами ограничения (одно-, двух- и трехосное) [2, 3, 4]. Примерами таких конструкций являются балки со стержневым армированием, плиты, трубобетон и др. Они отличаются высокими прочностными и деформационными показателями. Однако, в сооружениях с высокими требованиями к трещиностойкости и ударной прочности, зачастую, приходится вводить дополнительные армирующие элементы, что приводит к перерасходу материала и, как следствие, значительным экономическим затратам. Решением данной проблемы стало введение волокон фибры в напрягающий бетон. Но главным преимуществом дисперсного армирования является способность ограничивать свободное расширение бетона.

На ранних сроках твердения расширяющегося бетона параллельные процессы активного роста кристаллов этtringита и формирование кристаллического сростка C-S-H приводят к спадам прочности (повторяющееся упрочнение структуры и последующее ее разуплотнение из-за активного расширения). На более поздних сроках твердения активное неограниченное объемное расширение опасно для сформировавшегося каркаса и приводит к полной деструкции структуры. Равномерно распределяясь в объеме бетона, фиброволокна образуют пространственный каркас, воспринимающий напряжения в матрице и способный тормозить образование микротрещин в процессе формирования расширяющейся структуры.

На данный момент нет единого мнения относительно оптимального количества фибры, необходимого для армирования бетона. Большинство подходов базируется на зависимостях, полученных эмпирическим путем. Получение зависимостей таким способом очень узконаправлено и не обладает универсальностью, а также требует больших материальных и временных затрат. Поэтому одним из перспективных подходов является структурное моделирование.

Моделирование собственных связанных деформаций.

За основу в данной работе принята модель, предложенная авторами Hidetoshi Ito и др. [5]. Она позволяет оценивать развитие собственных связанных деформаций только для одноосно ограниченных элементов. Модель базируется на следующих положениях: свободные деформации рассматриваются как сумма связанных, упругих и пластических деформаций, изменяемых во времени. Упругие и пластические деформации определяются через функцию ползучести бетона. В статье авторами рассматривается вариант одноосного ограничения стержневым армированием балки.

В последующем модель была модифицирована другими авторами для случая двух- и трехосного ограничения [3, 4].

Для дисперсно-армированных напрягающих бетонов решение одноосной задачи некорректно. Поэтому было предложено модифицировать указанную модель. Для прогнозирования связанных деформаций напрягающего фибробетона были решены следующие задачи с учетом определенных предпосылок и допущений. Так как дисперсное армирование предполагает равномерное распределе-

ние в объеме, а расширение также происходит во всех трех направлениях, расчетную модель можно представить в виде бетонной сферы с радиусом (r) и с оболочкой из фибры постоянной толщины (t), при этом, бетон расширяется равномерно, без нарушения сплошности оболочки (рис. 1).

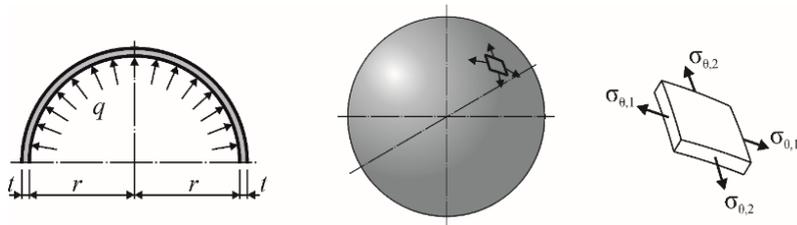


Рисунок 1. Схема трехосного ограничения расширяющейся бетонной сферы фибровой оболочкой постоянной толщины

Тогда напряжения, возникающие на оболочке, можно выразить следующими формулами (1):

$$q = \sigma_{f,\theta} = \frac{t}{r} \cdot \sigma_{\theta};$$

$$\sigma_{\theta,1} = \frac{E}{1 - \mu_s} \cdot [\varepsilon_{\theta,1} + \mu_s \cdot \varepsilon_{\theta,2}];$$

$$\sigma_{\theta,2} = \frac{E}{1 - \mu_s} \cdot [\varepsilon_{\theta,2} + \mu_s \cdot \varepsilon_{\theta,1}],$$
(1)

где μ_s – коэффициент Пуассона материала фибровой оболочки;
 E – модуль упругости материала фибры.

Учитывая, что данные напряжения в двух направления равны $\sigma_{\theta,1} = \sigma_{\theta,2}$, решив систему уравнений, получим значения приращений напряжений во времени (2):

$$\left(\Delta\sigma_{f,\theta}\right)_i = \frac{t}{r} \cdot \frac{E}{1 - \mu_s} \cdot \left[\left(\Delta\varepsilon_{r\theta,1}\right) + \mu_s \cdot \left(\Delta\varepsilon_{r\theta,2}\right) \right].$$
(2)

В общем случае приращение связанной относительной деформации $(\Delta\varepsilon_r)_i$ на произвольном i -ом временном интервале можно выразить через разность приращения свободной относительной деформации $(\Delta\varepsilon_f)_i$ и суммы приращений упругой и пластической составляющей $[(\Delta\varepsilon_{el})_i + (\Delta\varepsilon_{pl})_i]$ (3).

$$(\Delta\varepsilon_r)_i = (\Delta\varepsilon_f)_i - \left[(\Delta\varepsilon_{el})_i + (\Delta\varepsilon_{pl})_i \right], \quad (3)$$

где $(\Delta\varepsilon_f)_i$ – приращение свободной относительной деформации на произвольном i -ом временном интервале;

$(\Delta\varepsilon_{el})_i$ – приращение упругой относительной деформации на произвольном i -ом временном интервале;

$(\Delta\varepsilon_{pl})_i$ – приращение пластической относительной деформации на произвольном i -ом временном интервале.

Выразим сумму приращений упругой и пластической составляющей через напряжения и функцию ползучести бетона, учитывая, при этом, модифицированный модуль упругости и коэффициент ползучести бетона.

$$(\Delta\varepsilon_{c,el})_i + (\Delta\varepsilon_{c,pl})_i = (\Delta\sigma_c)_i \cdot J(t_{i+1/2}; t_i) + \sum_{j=1}^{i-1} \left[(\Delta\sigma_c)_j \cdot \frac{\Delta\phi(t_i; t_j)}{E_{cm,28}} \right], \quad (4)$$

где $J(t_{i+1/2}; t_j) = \frac{1}{E_c(t_j)} + \frac{\phi(t_{i+1/2}; t_j)}{E_{cm,28}}$ – функция ползучести бетона;

$$E_c(t) = E_{cm,28} \cdot \exp \left[s \left(1 - \left(\frac{t_{m,28} - a}{t_i - a} \right)^{0.5} \right) \right] - \text{модуль упругости бето-}$$

на в модифицированном возрасте, соответствующем реальному возрасту бетона t_j ;

$E_{cm,28}$ – модуль упругости бетона, соответствующий 28-ми суткам реального возраста бетона;

$\Delta\phi(t_i; t_j) = \phi(t_{i+1/2}; t_j) - \phi(t_{(i-1)+1/2}; t_j)$ – приращение коэффициента ползучести бетона на произвольном i -ом временном интервале

Решая систему 2-го и 4-го уравнения, получим уравнение приращения собственных связанных деформаций за i -ый временной интервал:

$$(\Delta\varepsilon_r)_i = (\Delta\varepsilon_f)_i - \frac{t}{r} \cdot \frac{E}{1 - \mu_s} \cdot \left[(\Delta\varepsilon_{r\theta,1}) + \mu_s \cdot (\Delta\varepsilon_{r\theta,2}) \right] \cdot J(t_{i+1/2}; t_i) - \sum_{j=1}^{i-1} \left[(\Delta\sigma_c)_j \cdot \frac{\Delta\phi(t_i; t_j)}{E_{cm,28}} \right] - \sum_{j=1}^{i-1} \left[\frac{(\Delta\sigma_c)_j}{E_{cm}(t_j)} \right] \cdot \frac{E_{cm,aw}(t_{(i-1)+1/2})}{E_{cm}(t_{(i-1)+1/2})} \quad (5)$$

Такая модифицированная модель является универсальной для различных составов напрягающего бетона, типов фибры, т.к. позволяет учитывать любую вариацию характеристик. В итоге, при известных деформационных характеристиках неармированного напрягающего бетона и фибры, а также ее количества, МДМ (модифицированная деформационная модель) позволяет получить значения связанных деформаций за необходимый период времени. В зависимости от решения поставленных задач возможно и обратное действие, для требуемых собственных связанных деформаций – определить необходимое количество фибры.

Был проведен ряд экспериментальных исследований напрягающих бетонов, дисперсно-армированных стальной фиброй, в результате которых получены данные, позволившие подтвердить корректность предлагаемого подхода. Рассчитанные данные показали хорошую сходимость с экспериментом (рис. 2).



Рисунок 2. Зависимость изменения свободных и связанных деформаций напрягающего бетона во времени

6. В рамках работы следует отметить, что немаловажным вопросом является также выбор типа фибры для дисперсного армирования. Так, авторами были рассмотрены варианты моноармирования (использование фибры одного типа) и полидисперсного (многоуровневого) с учетом иерархичности структуры. Полидисперсное армирование предполагает рассматривать армирование согласно размерным уровням композита от субмикро- до макроуровня. Макроуровень, где характеристики напряженно-деформированного состояния рассматриваются применительно к композиту в целом, ар-

мируется макрофиброй, которая включается в работу при значительных внешних и внутренних воздействиях. Мезо- и микроуровень заполняет фибра малых размеров, например, полипропиленовая или базальтовая. На этом уровне фибра активно участвует в деформационных процессах структурообразования, сдерживая негативные последствия активного расширения, спадов прочности, разуплотнения структуры. Армированием на субмикроуровне являются кристаллы этtringита, по форме напоминающие иглы (рис. 3).



Рисунок 3. Уровни строения структуры напрягающего фибробетона

Совместная работа волокон позволяет раскрыть потенциал характеристик фибр и компенсировать их недостатки при одиночном армировании.

Был выполнен ряд экспериментальных исследований, где в качестве дисперсного армирования были выбраны полипропиленовая, стальная и смесь этих фибр. В качестве эталона был принят базовый состав напрягающего бетона (НБО). В случаях моноармирования были использованы стальная фибра (8,0 % от массы вяжущего – образцы НБС) и полипропиленовая фибра (0,6 % от массы вяжущего – образцы НБП), для полиармирования была принята смесь двух фибр и их суммарное количество в процентах (образцы НБПС). Исследования, показали хорошую совместную работу полипропиленовой и стальной фибры, в отличие от этих же фибр при моноармировании.

Так полиармированные образцы показали комплексно высокие результаты прочности на изгиб (на 17,3 %), модуля упругости (увеличение на 1,4 %) и прочности на сжатие (плюс 3 %) в сравнении с эталоном (рис. 4).

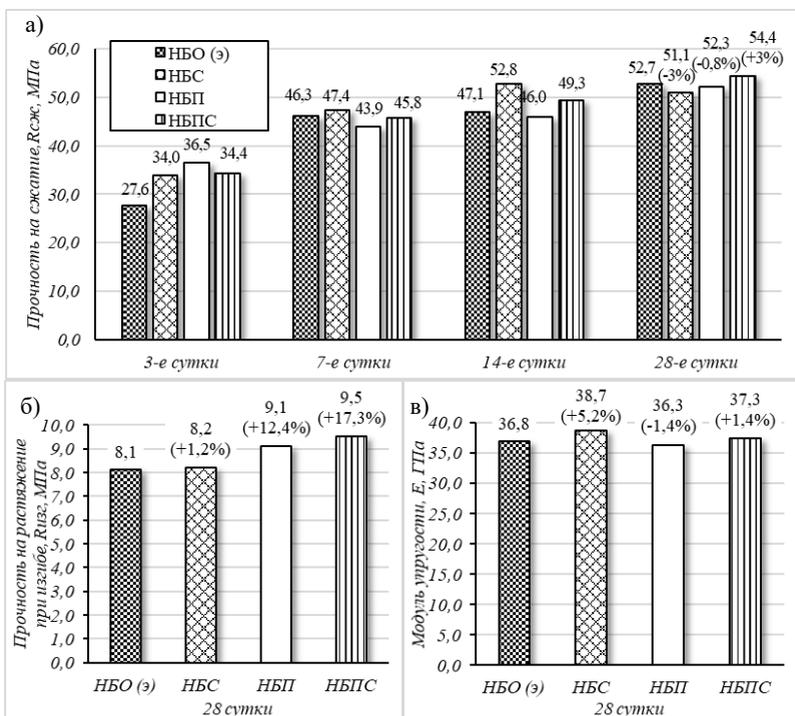


Рисунок 4. Значения для экспериментальных образцов: *а* – прочность на сжатие; *б* – прочность на растяжение при изгибе; *в* – модуль упругости

Заключение.

1. Моделирование собственных деформаций расширения напрягающего дисперсно-армированного бетона позволяет существенно сократить временные затраты, требуемые для получения экспериментальных данных. Предложенная модифицированная модель является универсальной для различных составов напрягающего бетона и типов фибры. При известных деформационных характеристиках неармированного напрягающего бетона и фибры, а также ее количества, МДМ (модифицированная деформационная модель) позволяет получить значения связанных деформаций за необходимый период времени. В зависимости от поставленных задач возможно для требуемых связанных деформаций – определить необходимое количество фибры.

2. Применение полидисперсного армирования позволяет расширить возможности использования напрягающего бетона за счет повышения прочности на растяжение, модуля упругости. Так напрягающий фибробетон находит свое применение при устройстве емкостных сооружений, дорожного полотна и промышленных полов, позволяя увеличивать неразрезную площадь рабочих карт, тем самым снижая трудозатраты и увеличивая срок безремонтной эксплуатации сооружений.

Список использованных источников:

1. Расширяющиеся и напрягающиеся цементы и самоупроченные конструкции: учебное пособие / В. В. Михайлов, С. Л. Литвер. – М. : Стройиздат. –1974. – 389 с.
2. Early age strain and self-stresses of expansive concrete members under uniaxial restraint conditions / V. Semianiuk [et al.] // Construction and Building Materials. – 2017. – № 131. – P. 39 – 49.
3. Tur, V., Sannikava, V. Assessment of the early-age strains and stresses in 2D restrained self-stressed members/ V. Tur, V. Sannikava // Budownictwo i Architektura. – 2020. – № 19 (4) – P. 85 – 94.
4. Analytical Model for Restraint Strains and Self-stressed in Expansive Concrete Filled Steel Tubes (ECFST) estimation. / V. Tur [et al.] // Vestnik of Brest State Technical University. – 2020. – № 1 – P. 93 – 98.
5. Ito, H. Early age deformation and resultant induced stress in expansive high strength concrete / H. Ito [et al.] // Journal of Advanced Concrete Technology. – 2004. – № 2. – P. 155 – 174.

РАЗДЕЛ VI. МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

УДК 691.328

ИССЛЕДОВАНИЕ КАЧЕСТВА УЛЬТРАЗВУКОВЫМ МЕЖСКВАЖИННЫМ МЕТОДОМ

БУДРЕВИЧ Н. А.

Целью исследования являлось исследование однородности структуры буронабивных свай методом межскважинного ультразвукового (УЗ) мониторинга (*CHUM – Crosshole Ultrasonic Method*), определение фактической длины свай, выявление дефектов свай. На основе полученных в ходе экспериментальных исследований сделаны выводы о длине сваи, дефекты сплошности буронабивных свай.

Устройство свайных фундаментов является одним из основных и важных видов работ в строительстве. Как правило, некоторая часть буронабивных свай после их устройства имеют дефекты. Чтобы избежать серьезных проблем при строительных работах, связанных с нарушением сплошности ствола свай, необходимо производить ее оценку неразрушающим методом сразу после их устройства с целью выявления дефектов на ранней стадии строительства. Основные преимущества неразрушающего метода: быстрое получение данных и возможность проверки большого количества данных; определение длины сваи в пределах 80 м; выявление дефектов разного характера в стволе сваи; возможность диагностики любой сваи одним человеком самостоятельно [1].

Методика испытаний и приборы контроля. Основу метода *CHUM* составляет продольное профилирование тела сваи путем регистрации скорости/времени распространения ультразвукового импульса в направлении поперечном по отношению к оси буронабивной сваи. Генерация и прием УЗ импульса производят отдельными преобразователями, которые размещают в трубах доступа (ТД), которые предварительно заполняются водой. Оба преобразователя устанавливаются на одном горизонтальном уровне, после чего производится измерение скорости/времени распространения УЗ им-

пульса. После регистрации УЗ импульса, преобразователи смещаются на один шаг профилирования, и процедура измерения повторяется. Принципиальная схема представлена на рис. 1.

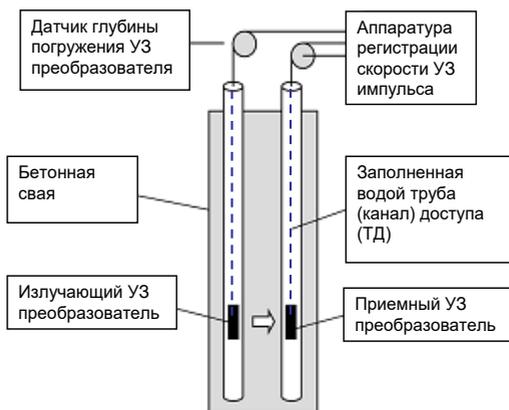


Рисунок 1. Схема проведения испытаний ультразвуковым межскважинным методом *CHUM* [2]

На каждом шаге регистрируется скорость/время распространения импульса.

В практике контроля свай по методу *CHUM* используют продольные волны (волны сжатия-растяжения), скорость которых для зрелого конструкционного бетона лежит в пределах 3000...4500 м/с. Наличие дефектов сплошности – трещин, пустот, участков повышенной пористости и пр. – приводит к увеличению времени распространения УЗ импульса от излучающего преобразователя к приемному, достигшего приемника. Указанные показатели являются информационными параметрами метода. Для анализа состояния сваи по данным испытаний строятся диаграммы распределения скорости (времени) распространения УЗ импульса и его относительной энергии по длине сваи.

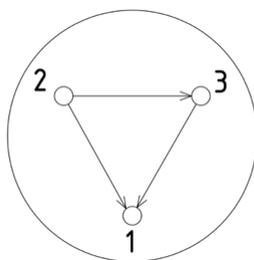
Приборы и оборудование. Ультразвуковые измерения по методу *CHUM* выполняются с использованием приборного комплекса «Пульсар-2.2 ДБС». Состав комплекса приведен на рис. 2.



Рисунок 2. Состав измерительного комплекта «Пульсар-2.2 ДБС»:
 1 – электронный блок; 2 – разъемы для подключения УЗ датчиков;
 3 – разъем для подключения датчиков длины кабеля; 4 – УЗ датчик;
 5 – смотчики кабеля; 6 – кабель для подключения УЗ датчиков (10 м);
 7 – датчик положения (энкодер) Н1; 8 – датчик положения (энкодер) Н2

Проведение испытаний. Для проведения испытаний в стволы изготавливаемых опытной и анкерных свай в арматурные каркасы устанавливаются вертикальные металлические трубы доступа (ТД) с внутренним диаметром ≥ 50 мм, заполняемые водой.

Изготовление опытных свай предусматривает установку трех труб доступа. На рис. 3 показана схема прозвучивания тела свай в плане ее поперечного сечения. Это позволяет произвести измерения по трем направлениям, захватывающим периферию сечения свай, где наиболее вероятно образование дефектов сплошности.



1 – 2 → – направление трасс испытаний бетона опытных свай
 Рисунок 3. Схемы расположения труб доступа (ТД) и трасс (сечений) по методу *СНУМ*

Крепление труб к каркасу должно обеспечивать их вертикальность и неизменяемость положения во время бетонирования. От-

клонение труб доступа от вертикали не должно превышать 1–1,5 % по длине ствола. Нижний торец труб должен находиться на уровне нижнего торца сваи. На нижних торцах труб были установлены заглушки для обеспечения герметичности канала доступа. Для верхних торцов труб были предусмотрены съемные (срезаемые) заглушки, для предохранения трубы от попадания в них бетона и посторонних предметов.

Результаты испытаний. Испытаниям подвергались опытные сваи: 1оп, 2оп, 3оп, 4оп.

Для определения скорости распространения акустической волны V были выполнены ультразвуковые измерения на выступающих из грунта оголовках свай (рис. 4). Измерения скорости V продольной волны выполнялись методом поверхностного профилирования по ГОСТ 17624-2012 [3]. Использовался прибор «Пульсар-2.2». На каждой подвергаемой контролю свае выполнялись не менее пяти в двух взаимноперпендикулярных направлениях. Результаты приведены в таблице 1.



Рисунок 4. Оголовок сваи 2оп с выпуском труб доступа

Результаты испытаний

№ сваи	Среднее время распространения УЗ импульса, мкс	Средняя скорость распространения УЗ импульса, м·с ⁻¹
1оп	30,40	3 947
2оп	30,35	3 954
3оп	30,31	3 960
4оп	30,85	3 890

Свая 1оп. Для сваи 1оп наблюдается значительная неоднородность структуры сваи в интервале отметок от -1 м до -6 м, проявляющая себя разницей (более 10 %) во времени распространения УЗ импульса по трем измерительным траекториям, с выраженными пиками отклонений времени на отметках -3 , -7 , -12 , -23 м. Длина сваи по данным УЗ испытаний – 29,5 м.

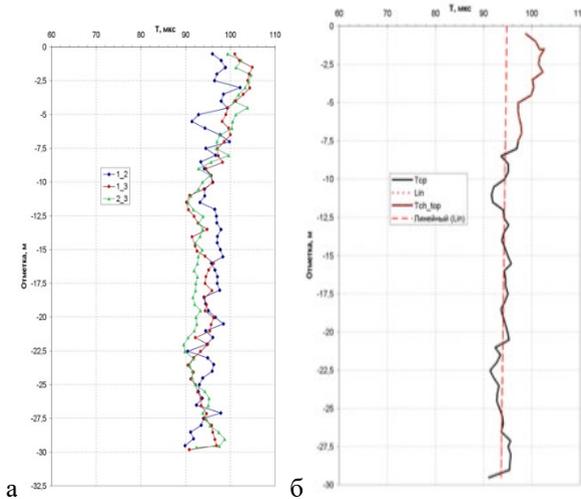


Рисунок 5. Ультразвуковой профиль сваи 1оп:

а – время распространения УЗ по отдельным измерительным траекториям; *б* – среднее время распространения по всем траекториям

Свая 2оп. Выявлена выраженная зона неоднородности бетона в интервале отметок $-12,5\dots-15$ м. В интервале отметок $-2\dots-11$ м по всем траекториям наблюдалось равномерно «размытое» понижен-

ное значение скорости УЗ на уровне 3 % от среднего по всей свае. Длина сваи составляет 29...30 м.

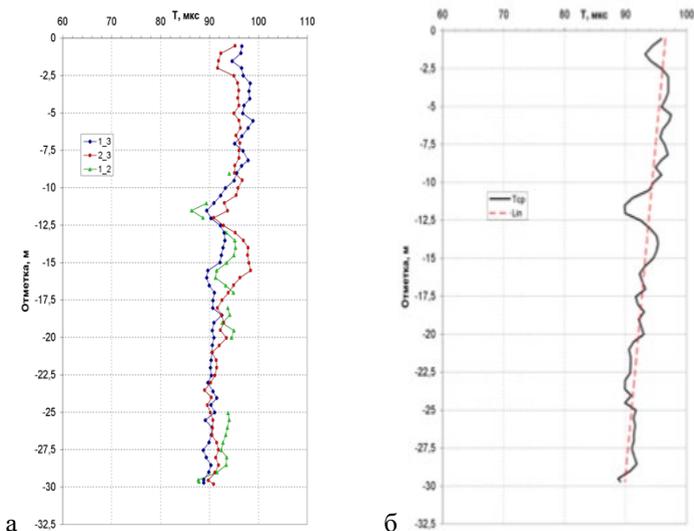


Рисунок 6. Ультразвуковой профиль сваи 2оп:
а – время распространения УЗ по отдельным измерительным траекториям; *б* – среднее время распространения по всем траекториям

Свая 3оп. По данным УЗ мониторинга зарегистрированы пиковые неоднородности структуры сваи в интервале отметок от $-1...-2$ м, $-2,5...-4,5$ м и на отметке -7 м, проявляющая себя разницей ($\sim 30\%$) во времени распространения УЗ импульса по двум измерительным траекториям. В интервале отметок $-12,5...-20$ м наблюдалось равномерно «размытое» пониженное значение скорости УЗ на уровне $3...5\%$ от среднего по всей свае. Длина сваи составляет $27...27,5$ м.

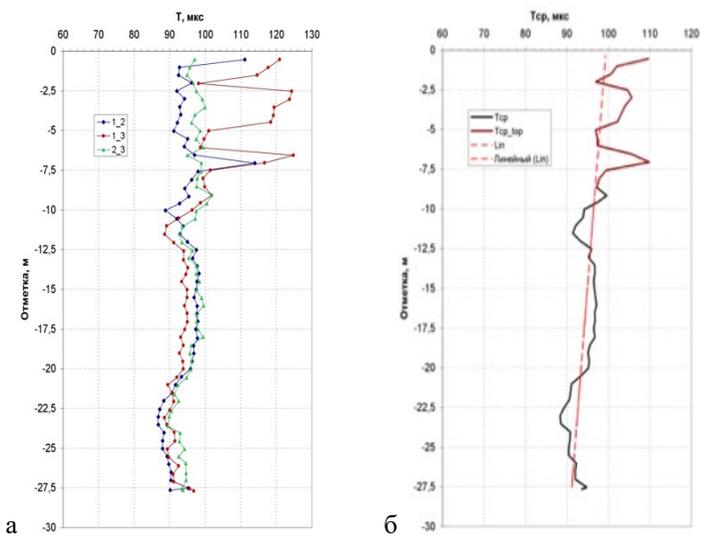


Рисунок 7. Ультразвуковой профиль сваи 3оп:
 а – время распространения УЗ по отдельным измерительным траекториям; б –
 среднее время распространения по всем траекториям

Свая 4оп. По данным УЗ мониторинга зарегистрирована пиковая неоднородность структуры сваи в интервале отметок от $-2,5$ м до $4,0$ м, проявляющая себя разницей (25...30 %) во времени распространения УЗ импульса по всем трем измерительным траекториям. Данные двух измерительных траекторий указывают на присутствие дефекта сплошности на отметках $-7,5...9,5$ м. По одной измерительной траектории регистрируется дефект сплошности на отметках в диапазоне $-16...-17,5$ м, Длина сваи – $27,5$ м.

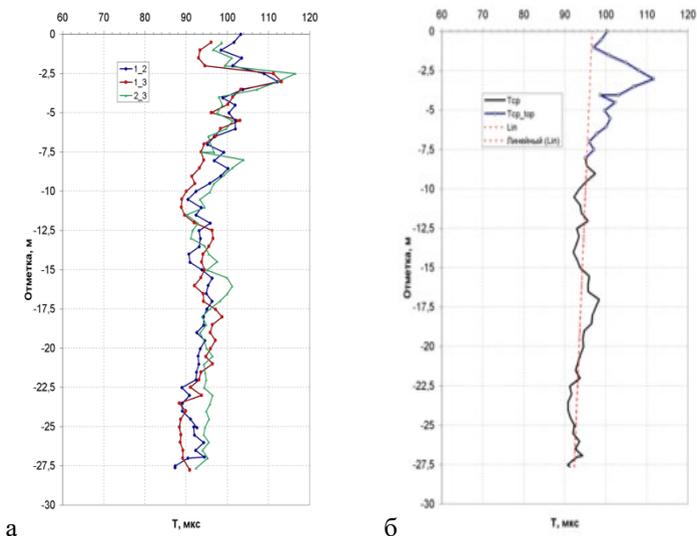


Рисунок 8. Ультразвуковой профиль сваи 4оп:
а – время распространения УЗ по отдельным измерительным траекториям; *б* – среднее время распространения по всем траекториям

Список использованных источников:

1. Леонович, С. Н. Исследование качества буронабивных свай Impact-Echo методом (неразрушающий контроль) / С. Н. Леонович, Д. Ю. Снежков, Н. А. Будревич // Проблемы современного строительства: материалы Международной научно-технической конференции (Минск, 28 мая 2021 г.) / редкол.: В. В. Бондарь, В. Ф. Зверев. – Минск : БНТУ, 2021. – С. 258 – 269.
2. ASTM D6760-16 «Standard Test Method for Integrity Testing of Concrete Deep Foundations by Ultrasonic Crosshole Testing».
3. ГОСТ 17624–2012. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности. – Москва: Научно-исследовательским, проектно-конструкторским и технологическим институтом бетона и железобетона им. А. А. Гвоздева (НИИЖБ), 2014. – 16 с.

УЧЕТ КАСАТЕЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ПРИ ПОСТАНОВКЕ ЗАДАЧИ КОНТАКТНОГО ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ БАЛОЧНОЙ ПЛИТЫ С УПРУГИМ ОСНОВАНИЕМ

КОЗУНОВА О. В., ПУСЕНКОВ А. Г.

Белорусский государственный университет транспорта

Расчет упругого основания и балочной плиты с учетом касательных напряжений в общем виде является чрезвычайно сложной би-контактной задачей (т. е. задачей с двумя контактными поверхностями).

Из-за разнообразия конструктивных решений плит и грунтовых условий в настоящее время нет возможности дать строгое решение пространственной задачи. В связи с этим допускают использование приближенного решения, согласно которому влияние жесткости балочной плиты и реактивных касательных напряжений на расчетные величины плитного фундамента определяют строго в плоской постановке. Затем результаты такого расчета используют для приблизительной оценки влияния указанных факторов на результаты расчетов по действительной пространственной схеме, выполненных по существующим методам без учета этих факторов [1].

Взаимодействие балочной плиты и упругого основания с ленточного фундамента с учетом касательных напряжений в зоне контактного взаимодействия по сути является разновидностью контактных задач теории упругости [2], решение которой возможно в нелинейной постановке при работе упругих сред в зоне небольших упруго-пластических деформаций, т. е. с учетом физической нелинейности.

Учет нелинейности деформирования балочной плиты позволяет увеличить, как правило, допустимую нагрузку на плиту за счет перераспределения и уменьшения максимальных значений усилий, но при этом обнаруживается резкое возрастание неравномерности осадок. Данные нелинейного расчета позволяют выполнить достоверную оценку работы конструкции по предельным состояниям эксплуатационной пригодности.

Постановка задачи. Балочная плита ленточных фундаментов неглубокого заложения находится на упругом однородном слое глубиной (толщиной) H с приложенной внешней нагрузкой $q(x)$. Параметры плиты следующие: высота плиты h , ширина плиты $2l$, изгибная жесткость EJ . Вводим *гипотезы (предположения) и допущения* для расчета балочных плит на упругом основании: а) допущения и гипотезы теории упругости справедливы для рассчитываемой области упругого основания; б) допущения и гипотезы плоского изгиба балки (плиты) справедливы для плиты; в) при моделировании контактной зоны между балочной плитой и основанием могут возникать и растягивающие, и сжимающие напряжения, силы трения при моделировании учитываются, также учитываются касательные напряжения в зоне контактного взаимодействия.

Для решения рассматриваемой задачи авторами применяется вариационно-разностный метод (ВРМ) [3], который реализуется в перемещениях через конечно-разностные соотношения теории упругости (случай плоской деформации) при использовании в решении функционала полной потенциальной энергии деформации системы, состоящей из плиты, упругого основания и зоны контактного взаимодействия.

Величина полной потенциальной энергии балочной плиты на упругом основании \mathcal{E} состоит из энергии деформации плиты U , энергии деформации упругого основания A и работы внешней нагрузки Π :

$$\mathcal{E} = U + A + \Pi. \quad (1)$$

Хотелось бы отметить, что при составлении соотношения полной энергии деформации упругого основания A в формуле (1) авторами был выполнен учет касательных напряжений в контактной зоне в дополнительном слагаемое: энергия сцепления в контактной зоне плиты с основанием, т. е.

$$A = U_f + U_t, \quad (2)$$

где U_f – энергия деформации упругого основания (плоская деформация) [3]; U_t – энергия сцепления в контактной зоне плиты с основанием.

Предлагаемая выше методика статического расчета позволяет определить внутренние усилия в балочной плите и осадки упругого основания под плитой с учетом касательных напряжений в контактной зоне, достаточно полно исследовать эту зону взаимодействия балочной плиты с упругим основанием, а также получить полную картину влияния касательных напряжений на напряженно-деформированное состояние упругого основания. Численная реализация ВРМ производится методом конечных разностей (МКР) в вариационной постановке в программном пакете *Mathematica 11.3*.

Список использованных источников:

1. Руководство по проектированию плитных фундаментов каркасных зданий и сооружений башенного типа. Разработано к СНиП II-15-74. М.: Стройиздат., 1984. – 265 с.
2. Александров, А. В. Основы теории упругости и пластичности: уч. для строит. спец. вузов / А. В. Александров, В. Д. Потапов. – 2-е изд., испр. – М.: Высш. шк., 2002. – 400 с.
3. Козунова, О. В. Особенности проектирования плитных фундаментов на многослойных основаниях со слабыми слоями грунтов / О. В. Козунова // Рекомендации по проектированию и устройству рациональных фундаментов на основаниях, сложенных озерно-ледниковыми и лессовидными грунтами: Р 5.01.056.09: введ. 01.10.09. – Минск: Стройтехнорм, 2009. – Гл. 8. – С. 39 – 47.

ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ ГЕОРАДАРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПРИ ИЗУЧЕНИИ АНТРОПОГЕННОГО СЛОЯ

ИВАНОВ Д. В., МОСКАЛЬКОВА Ю. Г., ГОМЕЛЮК И. В.
Белорусско-Российский университет

Введение. При проведении подготовительных работ при строительстве часто возникает проблема нахождения в грунте остатков искусственных сооружений (фундаменты и их части, подземные коммуникации, подвалы и т. д.). Подобные объекты обычно имеют небольшие размеры и могут находиться на разной глубине. При проведении традиционных инженерно-геологических изысканий эти объекты не всегда могут быть обнаружены [2].

Геофизические изыскания являются частью инженерно-геологических исследований. К преимуществам таких исследований можно отнести скорость исследования, низкую стоимость и неразрушающий метод определения предварительного расположения объектов искусственного происхождения, находящихся в грунте.

В данной статье рассмотрено применение геофизического метода для уточнения положения искусственных объектов в верхних слоях грунта.

Основная часть. При инженерно-геологических работах в условиях города не всегда возможно проведение механического бурения в достаточном объеме, т. к. возникают трудности с доставкой установки на объект. Кроме того, результаты буровых работ не позволяют получить полные данные об участке, поскольку имеют низкую дискретность, т. е. информация о грунтах основана на исследованиях, проведенных в отдельных точках, расстояние между которыми обычно превышает 20 м [3].

Изыскатели могут судить об изменении геологического строения грунтового массива между скважинами, а также об объектах, не попавших в объем буровой скважины, опираясь лишь на свой опыт. При бурении, проводимом для исследования застраиваемой территории, удастся обнаружить только те объекты, которые непосредственно попали в точку бурения.

Обычно применяемые инженерно-геологические изыскания не дают полной картины о находящихся в грунтах коммуникациях, подземных сооружениях и других объектах, особенно если о них нет предварительной информации.

Для уточнения положения грунтовых слоев между скважинами и обнаружения искусственных объектов целесообразно применять геофизические изыскания. Данные, получаемые этим методом, позволяют составить полную картину распространении геологических слоев и находящихся в грунте объектов. Геофизические исследования обладают высокой производительностью, являются неразрушающими и экологически чистыми методами и требуют незначительного количества сверхочного бурения. Комплексирование геофизических методов, например, георадарных исследований с электроразведкой, с высокочастотной сейсморазведкой, позволяет получать более достоверные и полные данные о грунтах и объектах в грунтовом массиве [4].

В рамках представленной работы были проведены георадарные исследования на правом берегу реки Днепр в г. Могилеве. Данная территория на протяжении многих веков неоднократно застраивалась и подвергалась разрушению. В начале XX века на исследуемой территории были расположены жилые кварталы, разрушенные в годы Великой Отечественной Войны. С 2015 года начато благоустройство территории, в настоящий момент ведется строительство парка. Участок исследования на данный момент представляет собой незастроенную выровненную площадку (рис. 1).



Рисунок 1. Участок проведения исследований

Методика георадарных исследований зависит от особенностей территорий и объектов, для поиска которых необходимо ее применение. Принцип работы георадара состоит в излучении сверхкорот-

кого импульса и приеме отраженного сигнала. Основным определяемым параметром среды при георадиолокационных исследованиях является диэлектрическая проницаемость ϵ [1].

Отражение электромагнитного импульса происходит на границах изменения диэлектрической проницаемости. Объекты, имеющие искусственное происхождение, резко отличаются от вмещающих пород по электромагнитным характеристикам. Они имеют резкие границы с большими углами падения, небольшие размеры, плоскую или сферическую верхнюю границу. Часто эти объекты расположены локальными группами с небольшими расстояниями между ними.

При проведении исследований был применен георадар ОКО-3 АБ-150, который имеет разрешающую способность 0,35 м в зависимости от состава грунта, а также антенный блок на 150 МГц, что позволяет проводить исследования на глубине до 12 м. Для оптимального изучения территории на участке было проложено 9 профилей, каждый длиной 20 м (общая площадь участка 380 м²).

Обработка снятых георадарных профилей проводилась посредством программного обеспечения GeoScan и CartScan. При обработке были усилены определенные частоты полученных трасс, убраны шумы с использованием метода вычитания среднего и проведена фильтрация георадарограммы линейными граничными и полосовыми фильтрами. Для расчета глубины залегания обнаруженных объектов и интерпретации полученных данных использовались табличные значения диэлектрической проницаемости грунтов.

В результате применения предложенного метода обработки полученных данных с их последующей интерпретации было установлено, что грунтовая толща в пределах исследуемого участка состоит из трех инженерно-геологических элементов.

В нижней части разреза выделяется инженерно-геологический элемент, характеризующийся однородным залеганием грунта, по параметрам диэлектрической проницаемости этот слой соответствует суглинистым или супесчаным отложениям ($\epsilon = 5,7$).

Выше этой толщи с несогласием в залегании на глубине от 5–7 м располагается слой грунта с $\epsilon = 14,3$, который скорее всего является песчаными водонасыщенными отложениями, что объясняется близким расположением реки.

Верхняя часть разреза представлена антропогенными отложениями с $\epsilon = 5,4$. Этот слой содержит включения объектов искусственного происхождения, предположительно остатки старых фундаментов. На некоторых профилях в приповерхностной части прослеживаются уплотненные слои, связанные с планировкой территории.

Интерпретация георадарных профилей позволила выделить несколько искусственных объектов, находящихся в грунтовой толще. На профилях ПР-1-ПР-5 в пикетах 40–60 на глубине 1,3–1,8 м выделяется линейный объект, предположительно являющийся остатками фундамента. На ПР-1 в пикетах 10–15 явно выделяется объект, расположенный на глубине 2,2 м, отличающийся повышенными отражающими свойствами и, вероятно, имеющий металлическую природу.

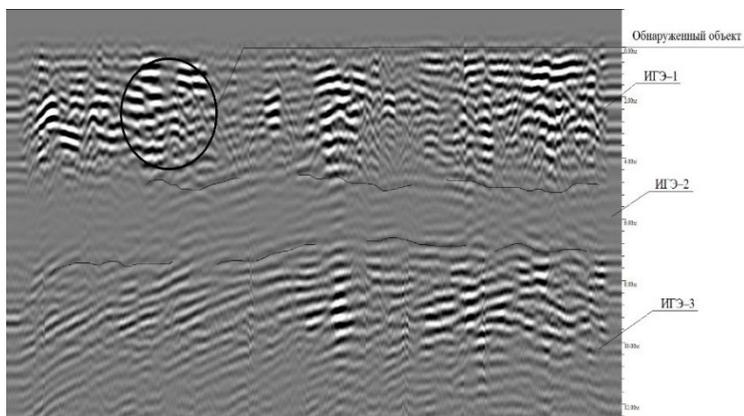


Рисунок 2. Профиль с обозначенными на нем объектами и слоями грунта

Таким образом, путем инженерно-геофизических (георадарных) исследований удалось определить границы инженерно-геологических элементов и выделить предположительные остатки фундаментов.

Заключение. Георадарные исследования позволили получить информацию о антропогенном слое грунта, объектах, расположенных в этом слое, а также о границах между геологическими слоями.

Применение георадарного метода позволило провести инженерно-геологические изыскания с высокой дискретностью, обнаружить объекты небольших размеров, определить их реальные размеры и

конфигурацию, в результате чего с достаточной достоверностью удалось их идентифицировать: обнаруженные неоднородности в грунте хорошо соотносятся с предполагаемыми объектами искусственного происхождения.

Точность определения положения в грунте искусственных объектов может быть достигнута только геофизическими методами. На этом основании при проведении инженерно-геологических изысканий помимо традиционных буровых работ для исследования территории перспективным представляется обязательное применение геофизических исследований. Это позволяет сократить количество буровых скважин, ускорить проведение изысканий и получить точную информацию о строении подповерхностного пространства.

Список использованных источников:

1. Владов, М. Л. Введение в георадиолокацию : учеб. пособие / М. Л. Владов, А. В. Старовойтов. – М.: Издательство МГУ, 2004. – 153 с.

2. Гомелюк, И. В. Георадарные исследования объектов искусственного происхождения / И. В. Гомелюк, Т. С. Самолыго // Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии: материалы Междунар. науч.–техн. конф., 25 – 26 апр. 2019 г. / М–во образования Респ. Беларусь, М–во науки и высшего образования Рос. Федерации, Белорус.-Рос. Ун-т ; редкол.: М. Е. Лустенков (гл. ред.) [и др.]. – Могилев: Белорус.-Рос. Ун-т, 2019. – С. 236–237.

3. Инженерные изыскания для строительства = Інжынерныя вышуканні для будаўніцтва: СН 1.02.01–2019. – Введ. 26.12.2019 (с отменой СНБ 1.02.01-96). – Минск: Министерство архитектуры и строительства республики Беларусь, 2019. – 113 с.

4. Моргунов, А. А. Инженерно-геологическое изыскание с помощью георадара / А. А. Моргунов, И. В. Гомелюк, Е. А. Шаройкина, В. В. Шаповалов // Традиции, современные проблемы и перспективы развития строительства: сб. науч. ст. / ГрГУ им. Янки Купалы ; редкол.: А. Р. Волик (гл. ред.) [и др.]. – Гродно: ГрГУ, 2020. – С. 150 – 152.

РАЗДЕЛ VII. РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УДК 691.32:620.179.16:006.057

МЕТОДИКА КОМБИНИРОВАНИЯ НЕРАЗРУШАЮЩИХ МЕТОДОВ ИСПЫТАНИЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА НА ОСНОВЕ СТАТИСТИЧЕСКОГО КРИТЕРИЯ

СНЕЖКОВ Д. Ю.

Белорусский национальный технический университет

Известны различные подходы к решению задачи комбинирования неразрушающих методов определения прочности бетона в построечных условиях. В работах [8, 9] используется феноменологический подход: объединение производится путем построения двухпараметровых градуировочных зависимостей на основе экспериментальных данных лабораторных испытаний. В работах [5, 7] рассматривается возможность расчета весовых коэффициентов на основе анализа физических процессов лежащих в основе объединяемых методов.

При осуществлении сплошного технологического контроля прочности бетона большого количества однотипных железобетонных конструкций, например, монолитных колонн несущего каркаса здания, выборка данных проявляет статистическую устойчивость. Это дает шансы обнаружить взаимную корреляцию оценок прочности бетона совместным использованием комплементарных методов испытаний. В этом случае определенные преимущества можно ожидать от предлагаемой методики базирующейся на статистических критериях.

С таких же позиций можно рассматривать контроль протяженных изделий, например, плит перекрытий с целью выявления неоднородности по прочностным показателям по данным испытаний большого числа участков контроля.

Попытки использование статистических критериев для объединения нескольких неразрушающих методов в комплекс описаны в

[6]. Прочность комбинированного метода рассчитывается как средневзвешенная оценка объединяемых методов по формуле

$$f_c^* = \frac{\sum_i k_i \cdot f_{c,i}}{\sum_i k_i}, \quad (1)$$

Весовой коэффициент k_i для оценки прочности бетона i -м методом определялся как величина обратная дисперсии выборки, то есть

$$k_i = \frac{1}{s_i^2}, \quad (2)$$

Такая методика не учитывает возможную корреляцию ошибок оценок прочности объединяемых методов. Выполненные исследования [4, 5] показывают, что для ряда неразрушающих методов испытания бетона, в частности, методов индентирования и акустических методов наблюдается устойчивая отрицательная взаимная корреляция отклонений косвенных параметров от среднестатистических значений для узкого диапазона вариации прочности при одинаковых условиях испытаний.

Ниже рассмотрен алгоритм использующий в качестве критерия достижение минимального значения стандартного отклонения s оценки прочности комбинированным методом. В основу предлагаемого алгоритма определения весовых коэффициентов положена гипотеза снижения суммарного разброса результатов оценки прочности бетона комбинированным методом при определенном значении весового коэффициента k .

Оценку прочности бетона i -м методом можно выразить следующим образом

$$f_{c,i} = f_c + \Delta f_i, \quad (3)$$

где f_c – «истинная» прочность, которая может быть экспериментально определена стандартным методом по ГОСТ 10180, и к которой статистически сходятся оценки прочности i -го метода при градуировочных испытаниях;

Δf_c – случайная составляющая, обусловленная вариацией технологических факторов: состава, условий уплотнения, хранения и выдерживания бетонной смеси и др.

Дисперсия оценок прочности каждого из объединяемых методов содержит две составляющие: D_f – дисперсию «истинной прочности» f_c и $D_{\Delta f}$ – дисперсию отклонений оценок прочности каждым из методов от «истинной» прочности f_c .

$$D_{f,i} = D_f + D_{\Delta f,i}. \quad (4)$$

Составляющая D_f обусловлена вариацией прочности бетона в пределах контролируемых элементов и конструкций вследствие некоторых неизбежных различий в технологии проведения бетонных работ – неидентичностью условий укладки и уплотнения бетонной смеси в формы опалубки, различием температурного и влажностного режимов, и др. Составляющая $D_{\Delta f}$ – показатель вариации данных косвенного метода испытаний, зависящий от вариации соотношений физико-механических параметров бетона, например, из-за изменения соотношения его прочности, модуля упругости и динамической вязкости.

Анализ методики ориентирован на типичную пару объединяемых методов – ультразвукового импульсного по методике [1, 3] и метода упругого отскока по СТБ 2264 [2]. Для указанного случая

$$f_c^* = \frac{A \cdot f_{c,I} + B \cdot f_{c,U}}{A + B}. \quad (5)$$

Выражение (1, 5) можно привести к виду

$$f_c^* = \frac{f_{c,I} + k \cdot f_{c,U}}{1 + k} = \frac{f_{c,I}}{1 + k} + \frac{k \cdot f_{c,U}}{1 + k}, \quad (6)$$

где $k = B/A$.

Соответственно, выражение для составляющей дисперсии $D_{\Delta f}$ с учетом взаимной корреляции $D_{\Delta f}$ каждого из методов будет иметь вид

$$D_{\Delta f} = \frac{(S_I)^2}{(1 + k)^2} + \left(\frac{k}{1 + k} \right)^2 \cdot (S_U)^2 + 2 \cdot r \cdot S_I \cdot S_U \cdot \left[\frac{k}{(1 + k)^2} \right], \quad (7)$$

где S_I , S_U – стандартные отклонения соответствующей составляющей Δf_I и Δf_U ; $S_I^2 = D_{\Delta f,I}$; $S_U^2 = D_{\Delta f,U}$;

r – коэффициент линейной корреляции Δf_I и Δf_U .

Расчет k произведем исходя из равенства нулю производной $D_{\Delta r}$ по k

$$\frac{d}{dk} D_{\Delta} = \left[\frac{2 \cdot (S_U)^2 \cdot k}{(k+1)^2} - \frac{2 \cdot (S_I)^2}{(k+1)^3} - \frac{2 \cdot (S_U)^2 \cdot k^2}{(k+1)^3} + \frac{2 \cdot S_I \cdot S_U \cdot r}{(k+1)^2} - \frac{4 \cdot S_I \cdot S_U \cdot k \cdot r}{(k+1)^3} \right], \quad (8)$$

$$\frac{d}{dk} D_{\Delta} = 0$$

Аналитическое выражение для решения уравнения (8) имеет вид

$$k = \frac{(S_I)^2 - S_I \cdot S_U \cdot r}{(S_U)^2 - S_I \cdot S_U \cdot r} \quad (9)$$

Используя подстановку $S = S_U/S_I$ получим

$$k = \frac{1 - S \cdot r}{S^2 - S \cdot r} \quad (10)$$

Выражение (7) приобретет вид

$$D_{\Delta} = \frac{1}{(1+k)^2} + \left(\frac{k}{1+k} \right)^2 \cdot S^2 + 2 \cdot r \cdot S \cdot \left[\frac{k}{(1+k)^2} \right] \quad (11)$$

Решение (11) соответствует экстремуму дисперсии. Убедиться в том, что оно соответствует минимуму – в районе значений $0 \dots 1$ для k – можно по графикам (см. рисунки 1 и 2).

Для отрицательных значений коэффициента k дисперсия имеет точку разрыва ($k = -1$) и не имеет выраженного минимума. На рис. 2 выделена область значений $k = 0 \dots 3$. Характерным является постепенное сглаживание зависимости для $k > 1$. При $S < 0,8$ экстремум становится невыраженным, значение D асимптотически приближается к постоянному значению, зависящему от коэффициента корреляции. Рассмотренная методика комбинирования указанных методов апробирована на ряде объектов монолитного строительства г. Минска.

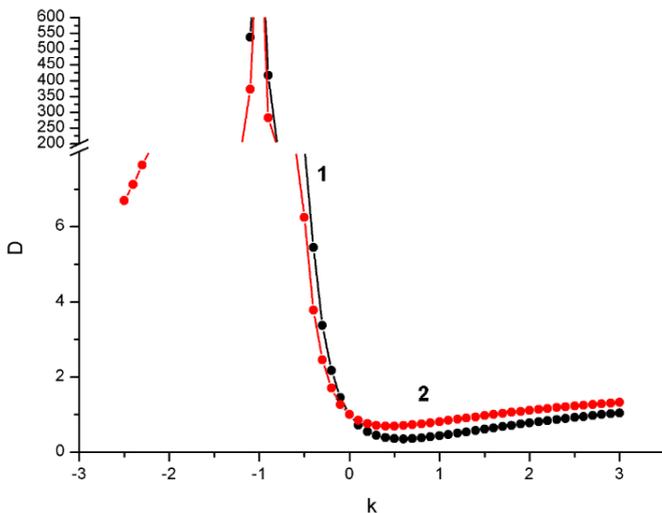


Рисунок 1. Зависимость дисперсии $D_{\Delta\Gamma}$ от коэффициента k :
 1 – для $S = 1,5, r = -0,5$; 2 – без учета корреляции

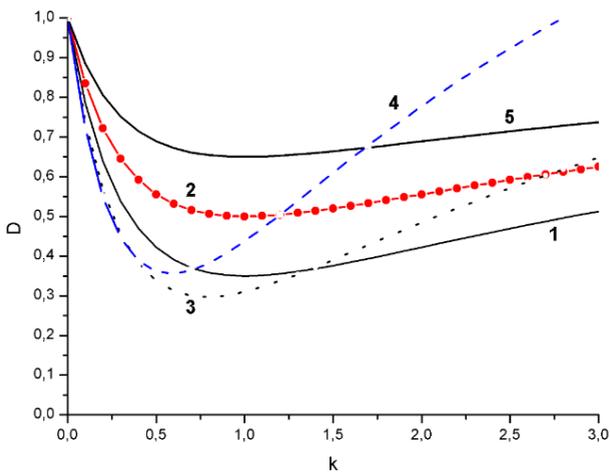


Рисунок 2. Зависимость дисперсии $D_{\Delta\Gamma}$ от коэффициента k :
 1 – $S = 1,0, r = -0,3$; 2 – $S = 1,0, r = 0$; 3 – $S = 1,2, r = -0,5$;
 4 – $S = 1,5, r = -0,5$; 5 – $S = 1,0, r = +0,3$

На основе репрезентативных выборок данных неразрушающих испытаний прочности монолитного бетона в построечных условиях произведен расчет весовых коэффициентов объединения метода упругого отскока и ультразвукового импульсного метода для бетона проектных классов по прочности С25/30 и С30/37. На рис. 3 показаны зависимость показателя рассеяния значений прочности от весового коэффициента k .

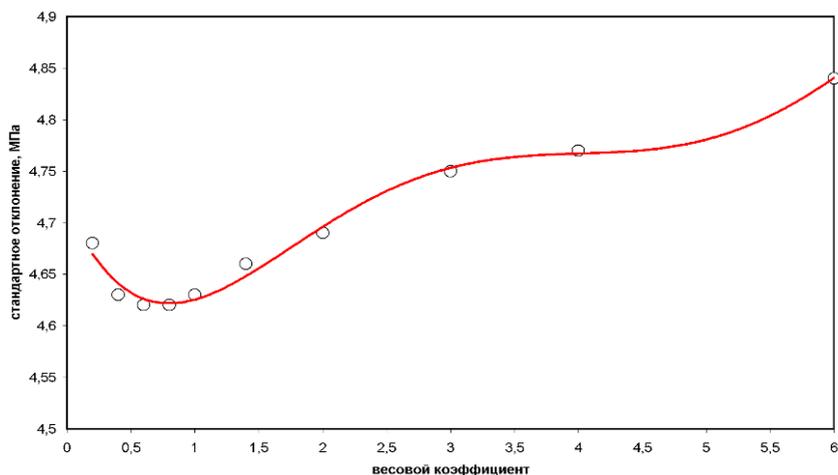


Рисунок 3. Зависимость стандартного отклонения оценок прочности бетона проектного класса по прочности С20/25 от значений весового коэффициента k

В таблице 1 приведены данные показателей вариации оценок прочности комбинированного метода и методов его образующих – метода упругого отскока по СТБ 2264 [2] и ультразвукового импульсного по методике [1, 3].

Испытывались образцы – кубы 100 x 100 x 100 мм из бетонов классов по прочности С20/25 и С30/37. Объем выборки данных испытаний $n = 130$.

Установлена закономерность снижения весового коэффициента K с повышением класса бетона по прочности от значений 0,6...0,8 до значений 0,2...0,4, что корреспондируется с оценками весовых коэффициентов приведенных в [4, 5].

Таблица 1

Показатели вариации оценок прочности бетона

K=	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	2	2,5	3	4	5	6	7	8
Sx(all)	6,51	6,49	6,49	6,51	6,53		6,58		6,64		6,72	6,78		6,85		6,89
V	0,156	0,162	0,167	0,172	0,17		0,18		0,19		0,2	0,21		0,21		0,22

K=	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	2	2,5	3	4	5	6	7	8
Sx(25)	4,68	4,63	4,62	4,62	4,63		4,66		4,69		4,75	4,77		4,84		4,87
V	0,124	0,128	0,132	0,135	0,14		0,14		0,15		0,16	0,16		0,17		0,17

K=	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	2	2,5	3	4	5	6	7	8
Sx(37)	4,01	4,25	4,48	4,68	4,85		5,13		5,42		5,74	5,93		6,16		6,29
V	0,084	0,093	0,101	0,108	0,11		0,12		0,14		0,15	0,16		0,17		0,17

Минимальная дисперсия наблюдается для весового коэффициента $K = 0,4 \dots 0,8$, что также согласуется с данными [4, 5]. Наличие выраженного минимума на диаграммах (рис. 1) указывает на коррелированность отклонений оценок прочности Δf_c от «истинного» значения прочности (см. рис. 2, кривые 3 и 4).

Список использованных источников:

1. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности: ГОСТ 17624-2012. – Введ. (в РБ) 01.01.2016. – М. : 2014. – 16 с.
2. Испытания бетона. Неразрушающий контроль прочности: СТБ 2264-2012 – Введ. 01.01.2013. – Минск: Госстандарт, 2013. – 20 с.
3. Методы контроля бетона в конструкциях. Часть 4. Определение скорости распространения ультразвукового импульса: СТБ EN 12504-4-2014 – Введ. 01.01.2015. Госстандарт, Минск, 2014. – 15 с.
4. Снежков, Д. Ю. Основы мониторинга возводимых и эксплуатируемых железобетонных конструкций неразрушающими методами / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович – Минск: БНТУ, 2016. – 330 с.
5. Снежков, Д. Ю. Повышение достоверности контроля прочности бетона неразрушающими методами на основе их комбинирования / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 1. С. 25 – 32. ISSN-0869-7019

6. Судаков, В. В. Контроль качества и надежности железобетонных конструкций / В. В. Судаков. – Л. : Стройиздат, 1980. – 166 с.

7. Leonovich, S.N. Complex metod of strength estimation of the monolithic reinforced concrete structures / S.N. Leonovich, D.U. Snezhkov // Concrete structures stimulators of development: proceedings of international FIB conference. – Dubrovnik, – 2007. – P. 947 – 954.

8. Pucinotti, R. Reinforced concrete structure: non-destructive in situ strength assessment of concrete, *Constr. Build. Mater.* 75 (2015) 331 – 341.

9. Runkiewicz, L. Application of the Ultrasonic and Sclerometric Methods for the Assessment of the Structures Made of High-Strength Concrete (HSC) / L. Runkiewicz, M. Runkiewicz // [Electronic resource], 2003. – Mode of access: <http://www.ndt.net/article/wcndt00/>. – Date of access: 24.12.2007.

СРАВНЕНИЕ МУЛЬТИВОЛНОВЫХ МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДИНАМИЧЕСКОГО КОЭФФИЦИЕНТА ПУАССОНА БЕТОНА

СНЕЖКОВ Д. Ю.

Белорусский национальный технический университет

Совместная интерпретация параметров волн различных типов позволяет получать дополнительную информацию о бетоне, в частности, – его упругих модулях. Для однородной изотропной среды известно [1, 2] соотношение

$$\nu_{\partial} = \frac{V_L^2 - 2V_T^2}{2(V_L^2 - V_T^2)}, \quad (1)$$

где E_d – динамический модуль Юнга; ν_d – динамический коэффициент Пуассона;

V_T – скорость распространения поперечной упругой волны;

V_L – скорость распространения продольной упругой волны.

Формула (2) указывает на принципиальную возможность оперативного неразрушающего безобразцового определения динамического коэффициента Пуассона на основе данных о скорости распространения продольной и поперечной объемных волн. Информация о практических методиках определения динамического коэффициента Пуассона бетона в конструкциях неразрушающими методами отсутствует. В то же время этот параметр весьма чувствителен к изменению свойств контролируемого материала, в частности, – пористости и трещиноватости. Кроме того, коэффициент Пуассона должен приниматься во внимание при определении динамического модуля Юнга бетона в натуральных условиях. Проблема в использовании формулы (2) заключается в сложности селекции волн двух типов – продольной и поперечной – на малых измерительных базах, из-за их интерференции в точке регистрации. Применение типовых приборных средств не позволяет на измерительных базах 0,15...0,3 м произвести селекцию продольной и поперечной акустических волн с необходимой точностью. На рис. 1 приведена временная диаграмма волнового процесса в точке регистрации на по-

верхности бетонного образца для двух значений чувствительности приемного трата прибора – кривые а и в. Начальная часть импульса поперечной волны маскирует «хвост» импульса продольной волны, а основная часть поглощается значительно большим по размаху импульсом волны Релея.

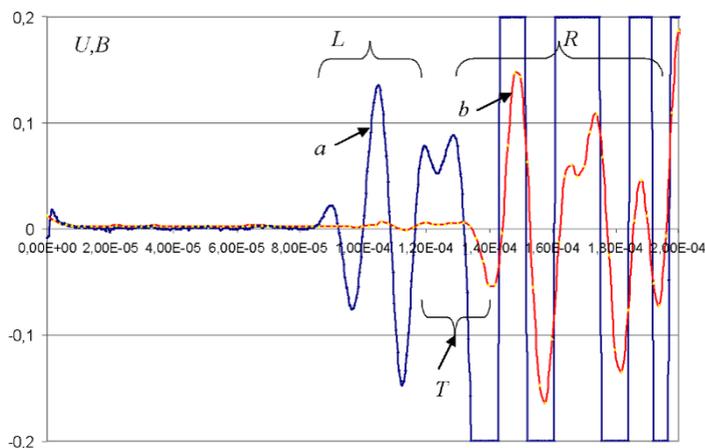


Рисунок 1. Временная диаграмма принятого ультразвукового импульса:
L – импульс продольной волны; *R* – начальная часть импульса волны Релея;
T – начальная часть импульса поперечной волны; база измерения – 50 см; частота – 55 кГц; направление вектора принятых колебаний нормальное к поверхности бетона

В разработанной в НИЛ ПГС БНТУ безобразцовой методике определения коэффициента Пуассона [5] используется поверхностная волна, что позволяет выполнить селекцию волн по амплитудному признаку на небольших измерительных базах, начиная от 15 см до 20 см. Методика может быть реализована с использованием распространенных приборов шультразвукового контроля бетона типа «Пульсар 2.2» и аналогичных по своим функциям. Зависимость v_d от параметра η аппроксимируется выражением вида

$$v_d = \frac{a + b \cdot \eta}{1 + c \cdot \eta + d \cdot \eta^2}, \quad (2)$$

где $a = 0,50607613$;

$b = -0,817673$;

$c = -1,3740213$;

$$d = 0,05049. \eta = V_R/V_l.$$

V_R и V_l скорости распространения импульса поверхностной и продольной подповерхностной волн.

Выражение (3) положено в основу методики оперативного определения коэффициента Пуассона по данным поверхностного прозвучивания бетона. Недостатком указанной методики является высокая чувствительность к погрешности измерения скорости продольной и поверхностной волн, которая может быть рассчитана по формуле

$$\frac{dv}{d\eta} = \frac{b}{d \cdot \eta^2 + c \cdot \eta + 1} - \frac{(a + \eta \cdot b) \cdot (c + 2 \cdot \eta \cdot d)}{(d \cdot \eta^2 + c \cdot \eta + 1)^2} = 2,65, \quad (3)$$

К мультиволновому можно отнести акустический контроль, когда измерения выполняют при разных частотах зондирующих колебаний, например, совмещая измерения ультразвуковым методом и методом свободных колебаний. Ниже рассматривается методика контроля применительно к бетонным элементам различных габаритов.

Для образца размерами 400 x 100 x 100 мм длина волны первой моды продольных колебаний равна удвоенной длине образца и составляет 800 мм, которая практически на порядок превосходит поперечные размеры образца. При таком соотношении величин скорость продольной акустической волны приближается к «стержневой» V_s , определяемой из соотношения

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{\rho}}, \quad (4)$$

где E – динамический модуль нормальной упругости; ρ – плотность бетона.

Частотный спектр представлен на рис. 2. Для регистрации свободных колебаний бетонных элементов использовался прибор диагностики свай «Спектр-3» в штатной комплектации. Максимальная частота приемного тракта прибора «Спектр-3.0» – 23 кГц, что позволяет регистрировать акустические сигналы свободных колебаний элементов с габаритами порядка 0,5 м и более.

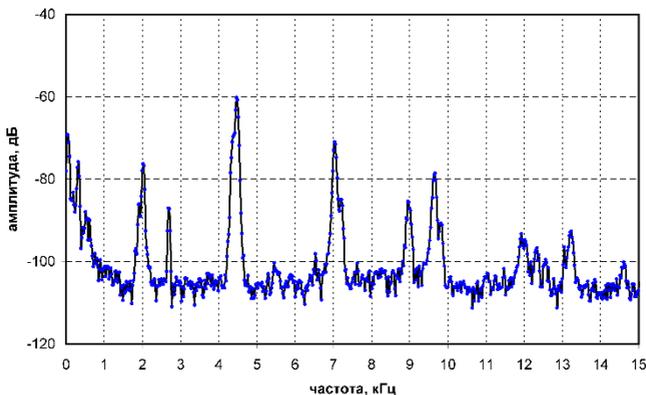


Рисунок 2. Частотный спектр свободных колебаний образца-призмы 400 x 100 x 100 мм

Частота первой моды колебаний равна 4463 Гц, длина волны – 0,8 м. Определяем скорость распространения волны V_s

$$V_s = f_1 \cdot \lambda = 4463 \cdot 0.8 = 3570.4 \text{ м/с}, \quad (5)$$

Для пакета колебаний ультразвукового импульса длину волны можно определить по периоду колебаний τ и скорости распространения V_l . Период колебаний τ можно с достаточной скоростью определить из временной диаграммы сигнала, взяв для анализа 2...3 периода колебаний. Началу пакета соответствует временная отметка 70 мкс, завершению трех периодов – 120 мкс. Один период будет равен 17 мкс, что соответствует частоте колебаний $f_1 = 58,8$ кГц. Длина волны определена из соотношения $\lambda = V_l/f_1$. При скорости $V_l \approx 4000$ м/с длина волны составит 6,7 см, что меньше поперечного сечения образца. В этом случае продольную ультразвуковую волну можно рассматривать как объемную. Для объемной продольной волны скорость распространения определяется из соотношения

$$V_l = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}}, \quad (6)$$

где ν – динамический коэффициент Пуассона.

Рассматривая выражения (4) и (6) как систему уравнений, по отношению скоростей V_l и V_s можно рассчитать коэффициент Пуассона ν

$$\left(\frac{V_l}{V_s}\right)^2 = \varphi^2 = \frac{(1-\nu)}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)}, \quad (7)$$

Для призмы 400 x 100 x 100 мм «стержневая» скорость продольной волны $V_s = 3570,4$ м/с, продольной объемной – $V_l = 3743,95$ м/с. Уравнение (7) имеет два корня

$$\varphi := 1.05$$

$$\nu = \begin{pmatrix} \frac{\sqrt{9 \cdot \varphi^4 - 10 \cdot \varphi^2 + 1} - \varphi^2 + 1}{4 \cdot \varphi^2} \\ -\frac{\varphi^2 + \sqrt{9 \cdot \varphi^4 - 10 \cdot \varphi^2 + 1} - 1}{4 \cdot \varphi^2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.194 \\ -0.24 \end{pmatrix}, \quad (8)$$

из которых физический смысл имеет положительное значение $\nu = 0,194$.

Для фундаментного блока габаритами 119x31x58 см измерения проводились по типовой методике Impact-Echo метода [7], а также с использованием мультипликативного метода [3, 4]. Значения скорости распространения составили: $V_s = 4159 \pm 6$ м/с, $V_l = 4453 \pm 7$ м/с. Решение уравнения (7) дало два корня:

$$\varphi := 1.07$$

$$\nu = \begin{pmatrix} \frac{\sqrt{9 \cdot \varphi^4 - 10 \cdot \varphi^2 + 1} - \varphi^2 + 1}{4 \cdot \varphi^2} \\ -\frac{\varphi^2 + \sqrt{9 \cdot \varphi^4 - 10 \cdot \varphi^2 + 1} - 1}{4 \cdot \varphi^2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.222 \\ -0.285 \end{pmatrix}. \quad (9)$$

Полученные положительные, значения $v = 0,194$ и $v = 0,222$ несколько выше статического показателя, и согласуется с типичными значениями этого параметра бетона полученными по методике [5, 6].

Для сопоставления чувствительность результата определения коэффициента Пуассона к погрешности определения соотношения скоростей V_I и V_S выполнен расчет первой производной для v

$$\frac{dv}{d\varphi} = 1 - \frac{2 \cdot \varphi + \frac{20 \cdot \varphi - 36 \cdot \varphi^3}{2 \cdot \sqrt{9 \cdot \varphi^4 - 10 \cdot \varphi^2 + 1}}}{4 \cdot \varphi^2} - \frac{\sqrt{9 \cdot \varphi^4 - 10 \cdot \varphi^2 + 1} - \varphi^2 + 1}{2 \cdot \varphi^3}$$

Для $\varphi = 1,07$ $dv/d\varphi = 1,25$, что в два раза меньше, чем по методике (2). Но следует заметить, что данный показатель сам является чувствительным к значению φ , для $\varphi = 1,03$ $dv/d\varphi = 2,27$, что близко к показателю чувствительности метода (2).

Для известной методики по формуле (1) чувствительность к погрешности оценки скорости имеет вид

$$\frac{dv}{d\psi} = 1 - \frac{4 \cdot \psi}{2 \cdot \psi^2 - 2} - \frac{4 \cdot \psi \cdot (2 \cdot \psi^2 - 1)}{(2 \cdot \psi^2 - 2)^2}, \quad (10)$$

где $\psi = V_T/V_I$.

Для для типичного для бетона $\psi = 0,6$ $dv/d\psi = -1,46$, что практически совпадает с показателем чувствительности для методики расчета по формуле (8). В таблице 1 приведены показатели чувствительности рассмотренных методик.

Таблица 1

	Методика #1 (1)	Методика #2 (2)	Методика #3 (8)
Косвенный параметр	$\psi = V_T/V_I$.	$\eta = V_R/V_I$;	$\varphi = V_L/V_S$
Показатель чувств. к вариации косв. параметра	-1,45	2,68	2,27

Формально, по показателю чувствительности к погрешности косвенного параметра, «классическая» методика #1 имеет преимущество перед остальными. Но, как указывалось выше, необходимость в разработке альтернативных методик #2 и #3 обусловлена большими техническими затруднениями в реализации методики #1.

Список использованных источников:

1. Гринченко, В. Т. Гармонические колебания и волны в упругих телах / В. Т. Гринченко, В. В. Мелешко. – Киев: Наукова Думка, 1981. – 284 с.
2. Зацепин, А. Ф. Акустические измерения / А. Ф. Зацепин – Москва: Юрайт, 2019. – 211 с.
3. Качанов, В. К. Проблемы ультразвукового контроля протяженных сложноструктурных изделий с большим затуханием сигналов / В. К. Качанов, И. В. Соколов // Дефектоскопия. – 2007. № 8. С. 82 – 93.
4. Качанов, В. К. Многоканальный мультипликативный метод акустического контроля крупногабаритных компактных строительных конструкций из бетона / В. К. Качанов, И. В. Соколов // Дефектоскопия. – 2008. № 12. С. 23 – 37.
5. Снежков, Д. Ю. Основы мониторинга возводимых и эксплуатируемых железобетонных конструкций неразрушающими методами / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович. – Минск: БНТУ, 2016. 330 с.
6. Снежков, Д. Ю. Мультиволновой ультразвуковой контроль бетона / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович // Наука и техника. – 2017. Том 16, № 4. – С. 289 – 297.
7. Christian, U. Impact-Echo measurement on fresh and hardening concrete / U. Christian, H. Grosse, W. Reinhart, R. Beutel // Institute of Construction Materials, University of Stuttgart, 2003. – 6 p.

ПРОБЛЕМНЫЕ ВОПРОСЫ В ОБЛАСТИ ОБСЛЕДОВАНИЯ И ЭКСПЛУАТАЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ

ШИЛОВ А. Е., ХОТЬКО А. А., ЛОВЫГИН А. Н.

Белорусский национальный технический университет

В жизненном цикле любого здания или сооружения можно выделить несколько основных этапов: проектирование, строительство, эксплуатация, реконструкция/капитальный ремонт, снос (утилизация).

Самым продолжительным является период эксплуатации во время которого происходит снижение физических и механических параметров свойств материалов строительных конструкций и технологических условий эксплуатации помещений, т. е. меняющих их техническое состояние.

К ветхому и аварийному состоянию зданий и сооружений могут привести различные факторы, начиная от «старения» конструкций и оборудования (физического износа), и заканчивая причинами стихийного характера. Аварии наносят значительный экономический ущерб и, к сожалению, часто сопровождаются гибелью людей.

Согласно [5] основными причинами аварий конструкций в эксплуатируемых зданиях и сооружениях являются:

- недостаточный уровень исследования гидро-геологического состояния грунтов основания, что приводит к неравномерным осадкам фундаментов;
- причины архитектурно-технологического происхождения, т. е. несоответствие функций эстетического и функционального назначения;
- природно-стихийные бедствия;
- причины техногенного характера.

На рис. 1 приведена информация компании «ВЕЛД» Научно-промышленного союза РФ об основных причинах аварий зданий и сооружений [4]. Анализ многочисленных зарубежных и отечественных источников показывает, что статистика причин аварий,

выполненная компанией «ВЕЛД» в РФ приблизительно совпадает со статистикой в развитых странах по всему миру, в том числе и в Республике Беларусь.

Как видно из рисунка 1 процент причины аварийных ситуаций, связанных с ошибками экспертных организаций, выполняющих обследования, доходит до 10 %, а от упущений, допущенных при эксплуатации зданий, достигает практически максимального значения – до 30 %.

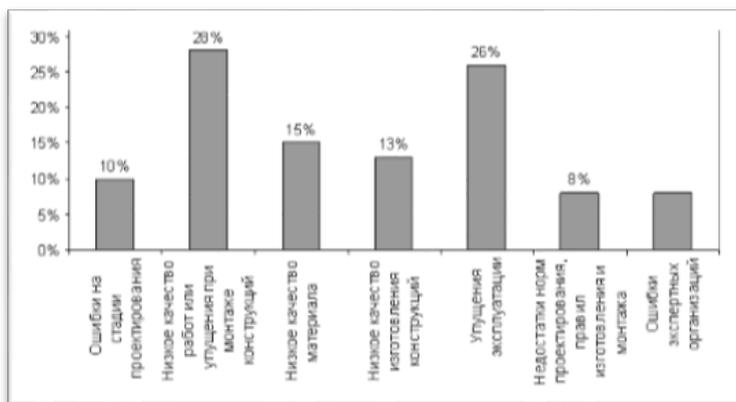


Рисунок 1. Основные причины аварий зданий и сооружений в РФ согласно [4]

Достаточно длительное время (2005–2013 гг.), в связи с отменой лицензирования в Республике Беларусь, контроль за квалификацией специалистов, занимающихся обследованием зданий, практически был упущен, что в результате привело к значительному снижению уровня качества выполняемых обследований. С 2014 года наконец была возобновлена система аттестации в области обследования зданий и сооружений. На сегодняшний день установлены 4 категории аттестата соответствия в зависимости от уровня компетенции организации и их сотрудников, выполняющих обследования разных классов сложности объектов строительства. При этом квалификационные требования, предъявляемые к специализированным организациям, выполняющим обследования зданий и сооружений, достаточно серьезные. В работах [6], [7] отмечено, что в развитых странах, например, в Германии и США, к экспертам предъявляются

жесткие требования. В РФ разрешение на выполнение изыскательской деятельности для организаций зависит от назначения зданий. В частности, в сфере экспертизы производственных зданий – это аттестация в области знания проблем промышленной безопасности по более чем 10 специфическим отраслям промышленности (металлургическая, химическая и т. д.), а только затем – аттестация в области знаний по вопросам обследования зданий и сооружений различного назначения. При этом к такой категории зданий относят все остальные промышленные и гражданские здания любого назначения, а к сооружениям – только объекты, осуществляющие специфические функции (мосты, причалы, тоннели, эстакады, бункеры, силосы и т. д.). При аттестации учитывается специфика обследования различных типов сооружений и, соответственно, дифференцированы требования к программам обучения и аттестации экспертов. Компетентность эксперта, как совокупность его знаний, умений, навыков и личных качеств устанавливается квалификационными требованиями к подготовке, профессиональным знаниям, мастерству и опыту, и позволяет эксперту надлежащим образом выполнять свои функции.

На сегодняшний день в РФ введены в действия основные ТНПА, регламентирующие требования по порядку выполнения обследований и видов работ при его выполнении:

– СН 1.04.01-2020 «Техническое состояние зданий и сооружений» [1];

– СП 1.04.01-2022 «Общие положения по обследованию строительных конструкций, зданий и сооружений» [2].

В СП 5.03.01-2020 «Бетонные и железобетонные конструкции» [3] в 12 разделе приведены требования к проверке предельных состояний при оценке существующих конструкций с использованием метода частных коэффициентов и метода глобального сопротивления. В настоящее время в РФ ведется работа над созданием ТНПА, рассматривающих вопросы усиления и оценки технического состояния каменных и железобетонных конструкций. **Очень важно**, чтобы разрабатываемые и действующие нормативные документы в области обследования строительных конструкций не противоречили друг другу и не вызывали вопросов у специалистов, выполняющих изыскательские работы.

Несмотря на то, что действующие ТНПА [1], [2] являются развитием и продолжением отмененных соответствующих ТКП, которые действовали до них уже на протяжении последних 5–6 лет, ситуация в рассматриваемом направлении улучшается слишком медленно. Как указано в работе [6], практика независимой проверки отчетов экспертных организаций в процессе получения или продления действия их аттестации на выполнение обследовательских работ показывает, что многие организации грубо нарушают нормативные документы, например, вообще не выполняют вскрытия конструкций, ориентируясь на их проектные марки, составы кровли, весовые характеристики материалов и т. д., объясняя это отсутствием персонала и оборудования, сжатыми сроками договоров, запретами владельцев зданий и т. д. В то же время хорошо известно, что по факту не менее чем в 70 % случаев фактические марки конструкций и схемы их расположения (например, для плит перекрытий и покрытий) отличаются от проекта, а исполнительная документация отсутствует. Часто дефектные ведомости или не составляют, или их содержание не позволяет классифицировать дефекты и техническое состояние конструкций, не дает возможности определить объемы работ по восстановлению их эксплуатационных качеств при разработке проектной документации. Можно ли в таких случаях вести речь о точной оценке надежности конструкций и прогнозе их долговечности?

Опыт эксплуатации зданий и сооружений показывает, что они должны быть, по крайней мере, один раз обследованы детально, в зависимости от класса ответственности не реже, чем через 50 % проектной службы эксплуатации, а далее – необходимость обследования, конкретные сроки и степень их детализации, должны уточняться на основании результатов надзора за зданием в процессе эксплуатации. К сожалению, на многих объектах до сих пор отсутствует система проведения экспертизы, а выбор подрядчиков для выполнения обследования происходит по принципу «минимизации» затрат, что приводит к формальному и некачественному выполнению работ по обследованию и оформлению технических заключений.

Оценка стоимости выполнения работ по обследованию строительных конструкций в настоящее время в РБ выполняется по государственным расценкам. Однако, как в таком случае можно объяс-

нить снижение стоимости работ по обследованию на проводимых до сих пор тендерах на порядок, а то и более?

Объем и соответственно цена выполняемых работ должна определяться в первую очередь причинами, целями выполняемых обследований при обеспеченном уровне квалификации и опыта экспертов. При выполнении изыскательских работ необходимо не только инструментальным путем определять фактические геометрические и прочностные характеристики материалов конструкции, но и правильно учесть действующие воздействия и при необходимости – их особенности. В качестве примера можно привести работу [8], где приведена информация о выполнении обследования строительных конструкций эксплуатируемого перекрытия производственного здания ЗАО «Атлант», необходимость которого возникла с началом эксплуатации перекрытия для складирования готовой продукции. Было установлено, что из-за интенсивного движения погрузчиков появилась ощутимая вибрация конструкций, в результате которой началось значительное разрушение заделки швов между железобетонными плитами перекрытий. Для разработки рекомендаций по снижению вибрации конструкции при движении погрузчиков, а также уточнения их расчета, с учетом фактических схем размещения, перемещения грузов и возможных максимальных значений коэффициентов динамичности было выполнена экспериментальная оценка динамического воздействия на строительные конструкции перекрытия. В связи с интенсивным движением погрузчиков по перекрытию, особое внимание при проведении обследований было обращено на техническое состояние полов, железобетонных плит, стальных балок перекрытия и узлов соединения балок между собой и к колоннам, дефекты которых явились основными причинами повышенной вибрации.

Оценка динамического воздействия на перекрытие выполнялась экспериментальным путем. В качестве источника динамического воздействия был использован погрузчик JUNGHEINRICH EPG 320, загруженный проектной нагрузкой. При проведении испытаний на исследуемом перекрытии создавали все возможные виды динамического воздействия. В результате анализа показателей экспериментальной оценки динамического воздействия от движения погрузчиков на строительные конструкции, был сделан вывод о необходимости перерасчета конструкций перекрытия (железобетонных плит и

стальных балок) с учетом фактических схем размещения и перемещения грузов, а также максимальных значений экспериментально определенных коэффициентов динамичности.

Как было указано в начале статьи, самым продолжительным периодом в жизненном цикле зданий и сооружений является период эксплуатации. С первого дня существования здания в отдельных его узлах и конструкциях начинают происходить изменения, выражающиеся в ухудшении различных характеристик и показателей. Эти изменения по значимости и интенсивности различны: одни приводят к ухудшению комфорта помещений, другие – к авариям и разрушениям всего здания; одни можно быстро устранить, другие устранить вообще невозможно; одни протекают в течение времени медленно и непрерывно, другие – случайно и бессистемно. Но все изменения через какой-то промежуток времени приводят к нарушению работоспособности (невозможности выполнения заданных функций или разрушению). Таким образом, на протяжении всего срока нормального функционирования здания имеется вероятность (возможность) выхода из строя всего здания полностью или его отдельных элементов. Чем меньше такая вероятность, тем надежнее здание.

Согласно результатам исследований [4], [6] ниже перечислены особенности эксплуатируемых зданий и сооружений, не учет которых также может привести к их аварийному состоянию, а именно: отсутствие паспортов зданий и сооружений; отсутствие инструкций по эксплуатации, перепланировке и ремонту строительных конструкций конкретного здания с учетом специфики эксплуатации; отсутствие или некомплектность исходных чертежей, результатов изысканий и расчетов; отсутствие конкретного лица, отвечающего за безопасность и безаварийность здания. Понятно, что в настоящее время многим предприятиям, в виду малого финансирования на эксплуатацию, не до надзора за зданиями и сооружениями, за соблюдением правил их технической эксплуатации, но тем более недопустимо, когда даже небольшие выделяемые на эти цели средства расходуются неэффективно. Большой проблемой является, например, практика, когда владельцы жилых, общественных или производственных зданий выполняют ремонтные работы, в том числе такие дорогостоящие как замена кровли и т. д., без обследования, без проекта, не соблюдая требования норм. В процессе самоволь-

ных перепланировок в жилых домах не редко нарушается несущая способность конструкций, что ставит под угрозу жизни не только граждан, выполняющих такие перепланировки, но и других проживающих. Следует отметить на сложность в выявлении таких самовольных перепланировок, что возможно либо после визитов специалистов обслуживающей организации, происходящих только по определенным поводам, либо при оформлении нового технического паспорта на жилое помещение. Однако, к сожалению, на настоящий момент даже операции по купле-продаже, обмену жилья не являются обязательным основанием для актуализации технического паспорта, что приводит к постепенному накоплению неконтролируемых повреждений в зданиях жилищного фонда.

В качестве основных проблем, связанных с эксплуатацией зданий и сооружений в Республике Беларусь и направлений их устранения, можно отметить:

1. Состояние многих зданий и сооружений остается в настоящее время неопределенным (т. е. их безопасная эксплуатация не установлена) – этот вопрос может решить паспортизация зданий. Основная цель паспортизации – это создание единой системы учета и мониторинга контроля за техническим состоянием эксплуатируемых объектов с целью предотвращения и своевременного выявления предаварийных и аварийных зданий и сооружений и прекращение их эксплуатации. Эксплуатационно-технический паспорт – документ, составляемый на каждое здание, сданное в эксплуатацию, удостоверяющее техническое состояние здания, используемое для подтверждения эксплуатационной пригодности (непригодности) объекта во всех случаях, предусмотренных действующим законодательством. Паспортизации подлежат все здания, различного назначения, независимо от формы собственности. На сегодняшний день форма эксплуатационно-технического паспорта приведена в приложении Г ТКП 45-1.02-295-2014*.

2. Сроки эксплуатации многих зданий и сооружений превышают «нормативные» сроки эксплуатации, что не допустимо без выполнения необходимого комплекса обследовательских и, при необходимости, восстановительно-ремонтных работ.

3. Решением проблемы сокращения инвестиций в новое строительство является правильная эксплуатация существующего фонда, что приведет в конечном итоге к продлению срока его службы.

4. Многие здания эксплуатируются не по назначению и в противоречии с проектной документацией, что недопустимо.

5. Не соблюдение ТНПА в области технической эксплуатации, обследования и реконструкции зданий и сооружений, что недопустимо.

6. Неудовлетворительная работа служб, отвечающих за безопасную эксплуатацию зданий и сооружений. Отсутствие на объектах обязательной документации (проектной, исполнительной, эксплуатационной).

Выводы.

В статье рассмотрены проблемные вопросы в области обследования и эксплуатации зданий и сооружений в РБ. По мнению авторов, основными путями их решения являются:

1. Создание и совершенствование ТНПА по рассматриваемым направлениям.

2. Полная гармонизация всех разрабатываемых и действующих нормативных документов по условиям проектирования, строительства, эксплуатации и обследования состояния строительных конструкций зданий и сооружений.

3. Строгое соблюдение действующих ТНПА в области обследования и эксплуатации как главное условие повышения надежности и долговечности зданий и сооружений, обеспечения их безопасной эксплуатации.

Список использованных источников:

1. СН 1.04.01-2020. Техническое состояние зданий и сооружений. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2020. – 74 с.

2. СП 1.04.01-2022. Общие положения по обследованию строительных конструкций, зданий и сооружений. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2022. – 132 с.

3. СП 5.03.01-2020. Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2020. – 244 с.

4. Аварии зданий и сооружений. Причины и последствия // Материалы III Международной конференции «Предотвращение аварий зданий и сооружений» от 20.11.2008, – Москва, 2008. – 20 с.

5. Ройтман А. Г. Предупреждение аварий жилых зданий / Стройиздат, Москва: 1990. – 240с.

6. Казачек В. Г. Строгое соблюдение технических нормативных правовых актов в области обследования, технической эксплуатации и реконструкции существующих зданий и сооружений – главное условие повышения их надежности и долговечности /В. Г. Казачек //Техническое нормирование, стандартизация и сертификация в строительстве, 2009 – №4. – С. 28 – 31

7. Казачек В. Г. Пути совершенствования нормативных и правовых актов в области технической эксплуатации и обследования зданий и сооружений с учетом опыта зарубежных стран /В. Г. Казачек, А. Е. Шилов // Материалы 8-ой Международной научно-технической конференции «Наука – образованию, производству, экономике», – Минск, 2010. – Т. 2.– С. 208 – 209.

8. Музычкин Ю. А. «Экспериментальная оценка динамического воздействия на строительные конструкции» / Ю. А. Музычкин, А. Е. Шилов // Материалы Международной научно-технической конференции «Проблемы современного строительства», Минск, БНТУ, 2020. – С. 373 – 376.

ХАРАКТЕРНЫЕ ПРИЧИНЫ РАЗРУШЕНИЯ БЕТОНА В ЗОНЕ ПЕРЕМЕННОГО УРОВНЯ ВОДЫ

МАЛЮК В. В., МАЛЮК В. Д., ЛЕОНОВИЧ С. Н.

Разрушение бетона при морозном воздействии, как правило, обусловлено многими факторами, поэтому проявляется в различных формах. В данной работе предполагалось установить характер разрушения и возможные причины разрушения бетонных конструкций портовых сооружений в зоне переменного уровня воды. Основная причина разрушения бетона – это несоответствие свойств бетона условиям эксплуатации. Несоответствие, в основном, может быть обусловлено двумя причинами. Во-первых, недостаточной изученностью реальных условий эксплуатации бетона и назначением заниженных требований к качественным показателям бетона, обеспечивающих стойкость в условиях морозного воздействия и, во-вторых, фактические качественные показатели бетона не соответствуют нормативным требованиям. Однако нельзя исключать тот факт, что установленные нормативные показатели и методы оценки условий эксплуатации адекватно отражают реальные условия эксплуатации.

Одной из задач данной работ является установление фактов разрушения бетона, характера и возможных причин этих разрушений для понимания долговечности бетонных конструкций. Эта информация необходима как для разработки методов совершенствования технологии бетонных работ, так и понимания механизма деградации для разработки алгоритма расчета-прогноза долговечности бетона в условиях морозного воздействия.

Виды разрушений бетона в зоне переменного уровня воды.

При исследовании морозного воздействия на бетон выделяют два вида повреждений – объемное (далее – P_B) и поверхностное (далее – P_{II}) [1, 2]. Объемное (или внутреннее) разрушение характеризуется разрушением структуры всего объема элемента конструкции (рис. 1, *a*). Второй вид разрушений (P_{II}) – поверхностное, характеризуется нарушением структуры только поверхностного слоя об-

разца или растворной части в поверхностном слое бетона в конструкции (рис. 1, б). Такое разрушение, характерно для бетонов, в структуре которых создана система условно-замкнутых пор [2].



Рисунок 1. Виды разрушения бетона в тетраподах после 45 лет эксплуатации: а – объемное разрушение; б – поверхностное разрушение в виде шелушения

Таблица 1

Виды разрушений бетона в зоне переменного уровня портовых сооружений и возможные причин их возникновения

Вид разрушения	Характер разрушения	Возможные причины разрушения
$R_{\text{П}}$	Поверхностное разрушение до обнажения крупного заполнителя	Применение загрязненного щебня или щебня, имеющего высокое водопоглощение, механическое воздействие волн и льда. Водонасыщение поверхностного слоя бетона до критической степени в процессе эксплуатации, дополненное механическим воздействием волн и льда.
$R_{\text{В}}$	Объемное прогрессирующее разрушение	Структурная неоднородность бетона из-за нестабильности технологических режимов: нарушения режимов уплотнения, применение бетонных смесей способных к расслоению при уплотнении.

Окончание таблицы 1

Вид разрушения	Характер разрушения	Возможные причины разрушения
PC1	Отслоение поверхностного слоя из-за разрушения внутреннего подстилающего слоя бетона на участках обледенения (постепенный отказ)	Неоднородность бетона в конструкциях из-за расслоения бетонной смеси при использовании высокоподвижных смесей. Водонасыщение внутренних слоев бетона до критической степени в процессе эксплуатации при высоких качественных показателях бетона в поверхностном слое.
PC2	Глобальное или локальное поверхностное разрушение бетона на участках обледенения конструкций с отслоением поверхностного слоя из-за разрушения внутреннего слоя (внезапный отказ)	Недостаточное время для вызревания структуры бетона при первом длительном цикле замораживания. При первом замораживании бетона на границе замерзания происходит насыщение пор до критической степени за счет миграции влаги из внутренних слоев бетона.
PT	Растрескивание бетона с последующим разрушением на куски	Нарушение режима твердения бетона.

Анализ повреждений бетона в конструкциях зоны переменного уровня показал, что можно выделить ряд характерных видов разрушений бетона в конструкциях, которые не моделируются в процессе стандартных испытаний на морозостойкость. Например, при стандартных испытаниях на морозостойкость не наблюдается разрушений в виде отслаивания поверхностного слоя (далее – вид разрушения PC).



Рисунок 2. Вид разрушения P_C – отслоение поверхностной части бетона с последующим объемным разрушением внутренних слоев бетона:
a – конструкция (тетрапод) после 40 лет эксплуатации на объекте X2-1;
б – конструкция (гексабит) после первого зимнего сезона на объекте K3-1;
в – конструкция причальной стенки после первого зимнего сезона на объекте K3-2

Вид разрушений P_C наблюдается в конструкциях после первого зимнего сезона (рис. 2, *б, в*) и в конструкциях с длительным сроком эксплуатации (рис. 2, *а*) на участках В и С зоны переменного уровня, подверженных волновому воздействию выше зоны прилива, т. е. на участках обледенения, где отсутствует ЦЗО.

В результате обследования сооружений отмечен вид разрушения, который связан с нарушением технологических режимов твердения бетона в конструкциях и проявляется в процессе эксплуатации. Данный вид разрушений обозначен как P_T и принят в

исследованиях в качестве одного из показателей, характеризующих уровень организации технологического процесса изготовления конструкций. При эксплуатации конструкций с повреждениями вида P_T наблюдается трещинообразование с раскрытием до 5 мм. Конструкции с такими повреждениями в зоне прибоя разрушаются от воздействия волн на фрагменты. Такой вид разрушений характерен, например, для тетраподов в берегоукрепительных сооружениях (рис. 3).



Рисунок 3. Вид разрушения P_T у тетраподов на объекте X2-1:
а – раскрытие трещин в бетоне; *б* – последующее разрушение на отдельные фрагменты от воздействия прибойной волны

К разрушениям вида P_T можно отнести трещинообразование в местах установки закладных элементов или разрушения защитного слоя в армированных конструкциях (рис. 4).

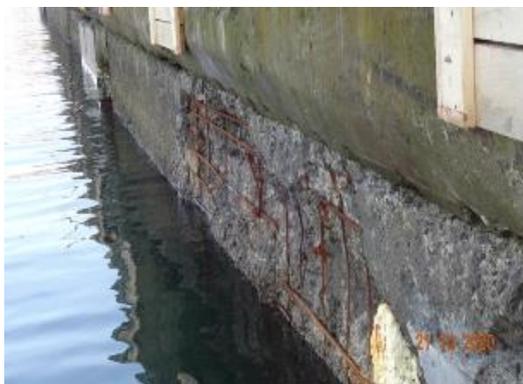
Причины разрушений бетона в зоне переменного уровня воды.

Как уже отмечалось, разрушение бетона в процессе эксплуатации сооружений может происходить, как правило, по двум причинам: – недостаточная изученность реальных условий эксплуатации бетона и назначение заниженных требований к качественным показателям бетона;

– качественные показатели бетона в конструкции не соответствуют нормативным требованиям.



а)



б)

Рисунок 4. Вид разрушения R_T : *а* – трещинообразование в бетоне в местах установки монтажных петель; *б* – разрушение элементов вследствие несоблюдения толщины защитного слоя для арматуры

Есть все основания считать, что четыре выделенные вида повреждений бетона – R_B , R_{II} , R_C , R_T , обусловлены технологическими причинами, поскольку в одном сооружении можно наблюдать конструкции по внешнему виду, соответствующие нормативному состоянию, и конструкции с повреждениями, свидетельствующие о деградации бетона от морозного воздействия. Установлено, что разрушения могут иметь как локальный, так и глобальный характер. Проведенные обследования дают основание считать, что по виду разрушений можно установить возможные причины разрушений, а

по характеру разрушения оценить значимость влияния технологических режимов на долговечность конструкций в зоне переменного уровня воды.

Вид разрушения R_B , который проявляется в виде объемного разрушения бетона (рис. 1), связан с особенностью структуры бетона, в котором отсутствуют условно-замкнутые поры, образованные за счет искусственного вовлечения воздуха. Одна из причин повышения морозостойкости бетона с воздухововлекающими ПАВ – это создание на границе цементный камень-заполнитель пузырьков вовлеченного воздуха, которые согласно теории Гриффитса способствуют релаксации напряжений от процессов льдообразования в структуре цементного камня и прерывают развитие микротрещин [3]. Это позволяет снизить вероятность прорастания микротрещин в магистральные. За счет этого при ЦЗО в бетонах с воздухововлекающими добавками ПАВ происходят локальные поверхностные разрушения. В бетонах без добавок, т. е. в традиционных бетонах, этот эффект отсутствует. Исходя из структурной теории бетона, обеспечить долговечность обычного бетона можно за счет создания к началу морозного воздействия в структуре цементного камня изолированной (дискретной) системы капиллярных пор [1, 4, 5]. Общеизвестно [1], формирование структуры с изолированной системой капиллярных пор зависит от вида цемента, величины водоцементного отношения и режима твердения бетона. Исходя из того, что для бетона применяется постоянный вид цемента, разрушения вида R_B обусловлены следующими причинами:

- нестабильностью В/Ц;
- ненадлежащим режимом твердения бетона;
- отсутствие контроля за воздухововлечением в бетонной смеси.

Параметры режима твердения: влажность, температура, продолжительность, являются критическими для процесса формирования в структуре цементного камня дискретной системы капиллярных пор. Результаты исследований показывают, что вид разрушения R_B наблюдается в сооружениях, изготовленных с применением классического бетона и современного. Разрушения бетона в сооружениях ранней постройки – (до 1970 г), носят как локальный, так и глобальный характер. Например, для сооружения К1 в зоне действия отлива и прилива разрушения вида R_B носят локальный характер с глубиной разрушения бетона до 300 мм (рис. 5).



а)



б)

Рисунок 5. Общий вид отдельных участков причальной стенки сооружения К1 (срок эксплуатации 80 лет): а – конструкции с поверхностным разрушением вида $R_{П}$; б – конструкции с локальными разрушениями вида $R_{В}$ на глубину 300 мм

Как видно, конструкции из традиционного бетона могут иметь разрушения вида $R_{П}$ и $R_{В}$. Следовательно, вид разрушения определяется способностью бетона сопротивляться внешним воздействиям.

Вид разрушения бетона $R_{П}$ наблюдается в конструкциях, изготовленных из классического бетона (рис. 5, а), и в конструкциях из бетона с воздухововлекающими ПАВ (рис. 1, б). Считают, что разрушения вида $R_{П}$ характерно для бетонов с воздухововлекающими ПАВ [3, 5]. Однако в реальных условиях конструкции из бетонов с воздухововлекающими ПАВ после длительного срока эксплуатации могут не иметь признаков поверхностных разрушений (рис. 6). Следует отметить, что в зоне действия прилива и отлива процессы деградации в поверхностном слое могут быть интенсифицированы воздействием льдов, которые могут появляться в акватории портов в результате нагонов. Поскольку лед не имеет устойчивого ледяного поля, при волнении возникает механическое воздействие льда на бетон кон-

струкции, т. е. происходит истирание поверхности бетона льдом. Результаты исследований показывают, что бетон в конструкциях способен противостоять этому воздействию в течение длительного периода (рис. 6). Поэтому причины разрушений вида РП следует связывать со свойствами бетона. Есть все основания полагать, что механическое воздействие льда приводит лишь к удалению слоя бетона, который находится на стадии деградации.



Рисунок 6. Состояние бетона в тетраподах оградительного сооружения X2-1 после 50 лет эксплуатации

Установлены случаи «точечного» поверхностного разрушения бетона после первого зимнего сезона (рис. 7). Наиболее вероятная причина такого повреждения- применение для бетона загрязненного крупного заполнителя.



Рисунок 7. Точечное поверхностное разрушение бетона после первого зимнего сезона на объекте K3-2

Разрушение бетона вида R_C наблюдается в конструкциях в основном после первого зимнего сезона. Этот вид разрушений не привлекал к себе внимание, поскольку он не связан с ЦЗО. Разрушение происходит после первого зимнего сезона, когда бетон подвергается лишь одному длительному циклу замораживания (рис. 2). При этом бетон находится на участках зоны переменного уровня, которые расположены выше зоны действия отлива и прилива, т. е. на участках, где отсутствует насыщение бетона от прямого контакта с водой. Анализ возможных причин показывает, что данный вид разрушения обусловлен многими факторами. Глобальный характер разрушений бетона вида R_C и большие материальные затраты на ликвидацию повреждений для приведения сооружения в рабочее состояние предопределяет необходимость в глубоком изучении этого вида разрушений. Аналогичный вид разрушений отмечен и на тетраподах в сооружениях ранней постройки (рис. 2, а).

Разрушение бетона вида R_T наблюдается в фасонных массивах (тетраподах), которые используются для строительства оградительных и берегоукрепительных сооружениях портов. На объекте X2-1 применяли тетраподы марки T5 массой пять тонн, которые изготавливали с применением тепловой обработки методом пропаривания. С одной стороны, это дает основание полагать, что причина трещинообразования связана с неконтролируемым температурным режимом пропаривания. Опыт показывает, что несоблюдение темпа подъема и снижения температуры и максимальной температуры при пропаривании приводят к трещинообразованию в виде волосяных трещин, которые раскрываются при морозных воздействиях. Однако, с другой стороны, эти дефекты проявляются на тетраподах массой 20 т в условиях естественного твердения при температуре воздуха в пределах плюс 20...25 °С (рис. 8). Следовательно, температурный режим бетона должен контролироваться при изготовлении сборных конструкций независимо от условия твердения. Последствия неконтролируемой технологии приводит к разрушениям вида R_T . Эти разрушения наблюдаются в сооружениях на всех участках зоны переменного уровня воды (рис. 3).

Таблица 2

Морские гидротехнические сооружения, построенные на о. Сахалин
за период 1925–2018 гг.

Шифр объекта	Тип сооружения и конструктивное решение	Год и район строительства
К1	Причалные сооружения (пирс) из массивов-гигантов	1927–1940, г. Корсаков
Х2-1	Берегоукрепительные сооружения морской железнодорожной переправы Ванино-Холмск из тетраподов массой 5 т	1970–1973, г. Холмск
Х2-2	Причалные сооружения базы флота «Сахалинрыбпрома» из монолитного бетона, сооружение возводилось «насухо»	1971–1973, г. Холмск
К2	Берегоукрепительные сооружения территории нефтебазы	1993–1995, г. Корсаков
К3-1	Берегоукрепительные сооружения вспомогательного пирса завода СПГ из гексабитов массой 5 т.	2002–2004, п. Пригородное, Корсаковский район
К3-2	База аварийно-спасательная завода СПГ, волноотбойная стенка из массивных блоков. Волноотбойная стенка из сборных железобетонных блоков массой 40 т и гексабитов массой 5 т	2004–2006, п. Пригородное, Корсаковский район
У3	Причалные сооружения (реконструкция), верхнее строение из монолитного бетона	2008–2009, г. Углегорск
Н3	Набережная, верхнее строение из монолитного бетона	2007–2008, г. Невельск
К3-3	Причалные и оградительные сооружения, верхнее строение из монолитного бетона	2016–2018, г. Корсаков
Х3-3	Оградительное сооружение из тетраподов массой 20 т	2016–2017, г. Холмск.



Рисунок 8. Вид разрушения P_T у тетраподов Т-20 на объекте ХЗ-3: раскрытие трещин в бетоне и последующая фрагментация

В соответствии с программой исследований выполнено визуальное обследование бетона в зоне переменного уровня 10 портовых сооружений. Деление зоны переменного уровня на участки по условиям внешних воздействий и классификация разрушений по видам позволили в результате визуального обследования сооружений определить участки конструкций с преобладающими видами разрушений в сооружениях (таблица 3). В трех сооружениях проводилось детальное обследование бетона для определения основных качественных показателей бетона в различных участках зоны переменного уровня.

Таблица 3

Вид и характер разрушений бетона в зоне переменного уровня портовых сооружений на о. Сахалин

Шифр сооружения	Вид и характер разрушений бетона на различных участках зоны переменного уровня воды		
	Участок А	Участок В	Участок С
К1	P_{II} (Л) P_B (Л)	Механические повреждения	Механические повреждения
Х2-1	P_{II} (Л)	P_B (Л) P_{II} (Л) P_{C2} (Л) P_T (Л)	P_B (Л) P_{II} (Л) P_{C2} (Л) P_T (Л)

Шифр сооружения	Вид и характер разрушений бетона на различных участках зоны переменного уровня воды		
	Участок А	Участок В	Участок С
X2-2	Разрушения отсутствуют	Разрушения отсутствуют	Разрушения отсутствуют
K2	R_{C2} (Л)	R_B (Л) R_{II} (Л) R_{C2} (Л)	R_B (Л) R_{II} (Л) R_{C2} (Л)
K3-1	Разрушения отсутствуют	R_{C1} (Л)	R_{C1} (Л)
K3-2	Разрушения отсутствуют	Разрушения отсутствуют	Разрушения отсутствуют
У3	Разрушения отсутствуют	R_{C1} (Г)	R_{C1} (Г)
Н3	–	Разрушения отсутствуют	R_B (Л)
K3-2	–	R_{C1} (Г)	R_{C1} (Г)
K3-3	Разрушения отсутствуют	Разрушения отсутствуют	Разрушения отсутствуют
X3-3	Разрушения отсутствуют	R_{II} (Л)	R_{II} (Л)

Примечание: Л – локальный, Г – глобальный.

Список использованных источников:

1. Кунцевич О. В. Бетоны высокой морозостойкости для сооружений Крайнего Севера. – Л.: Стройиздат. Ленинградское отделение, 1983. – 132 с.
2. Fagerlund, G. (1995). Freeze-thaw resistance of concrete: destruction mechanisms, concrete technology, test methods, quality control: a contribution to the BRITE/EURAM project BREU-CT92-0591 "The Residual Service Life of Concrete Structures". (Report TVBM; Vol. 3060). Division of Building Materials, LTH, Lund University.
3. Добролюбов, Г. Прогнозирование долговечности бетона с добавками: монография / Г. Добролюбов, В. Б. Ратинов, Т. И. Розенберг. – Москва: Стройиздат, 1983. – 212 с. – Текст: непосредственный.
4. Горчаков Г. И. Повышение морозостойкости бетона в конструкциях промышленных и гидротехнических сооружений [Текст]

/ Г. И. Горчаков, М. М. Капкин, Б. Г. Скрамтаев. – Москва: Стройиздат, 1965. – 195 с.

5. А. Е. Шейкин, Л. М. Добшиц. Цементные бетоны высокой морозостойкости. Л., 1989.

6. С. Н. Леонович 2001. Алгоритмы расчета долговечности железобетонных конструкций при хлоридной агрессии. Сб. тр.VII Межд. научно-методического семинара/ под ред. Блещика Н. П., Борисевича А. А., Пецолюда Т. М. – Брест, БГТУ, 2001.

7. С. Н. Леонович 2001. Вероятностная оценка коррозии арматуры в существующих железобетонных конструкциях при хлоридной агрессии. Сб. тр.VII Межд. научно-методического семинара/ под ред. Блещика Н. П., Борисевича А. А., Пецолюда Т. М. – Брест, 2001.

8. С. Н. Леонович, А. В. Прасол 2013. Железобетон в условиях хлоридной коррозии: деформирование и разрушение. Строительные материалы с.94 – 95.

9. Е. Е. Шалый, С. Н. Леонович, Л. В. Ким, В. Е. Румянцева, Н. А. Будревич 2018. Совместное действие карбонизации и хлоридной агрессии на конструкционный бетон: вероятностная модель. Вестник гражданских инженеров с. 123 – 131.

10. Е. Е. Шалый, Л. В. Ким, С. Н. Леонович 2018. Железобетон при воздействии карбонизации и хлоридной агрессии: вероятностная модель расчета-прогноза срока службы. Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В. Г. Шухова с.5 – 14.

11. Е. Е. Шалый, С. Н. Леонович, Л. В. Ким 2019. Деградация железобетонных конструкций морских сооружений от совместного воздействия карбонизации и хлоридной агрессии. Строительные материалы с.67.

12. С. Н. Леонович, Е. Е. Шалый, Л. В. Ким 2019. Железобетон при воздействии карбонизации и хлоридной агрессии: вероятностная модель расчета-прогноза срока службы. Наука и техника с.284 – 291.

Научное издание

ПРОБЛЕМЫ СОВРЕМЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Материалы Международной научно-технической конференции

Минск, 24 мая 2022 г.

Подписано в печать 11.11.2022. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.
Усл. печ. л. 19,60. Уч.-изд. л. 13,55. Тираж 100. Заказ 594.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.